

摘 要

为探索预应力锚索荷载传递的规律及其更加符合实际的设计计算方法,本文采用多种手段和方法,对预应力锚索的力学传递过程进行了系统深入的分析研究。其主要工作与特点包括以下几个方面:

1. 利用弹性力学的空间半无限体理论,推导求出了半无限体柱状孔洞内受集中力及均布载荷作用时其体内应力及位移的解,为分析预应力锚索的力学分布规律提供了理论基础。

2. 通过利用弹性力学的空间半无限体理论以及推导求出的理论结果,对预应力锚索加载后应力及位移沿索体界面、注浆体与岩土体界面以及应力在岩土体中的传递规律进行了分析研究,推导出了各种情况下应力及位移分布的表达式。

3. 通过锚索现场试验和利用有限元分析软件 ANSYS 对锚索力学分布规律进行数值模拟分析,对锚索力学分布规律的理论分析结果的可靠性进行了成功验证。

4. 利用理论分析结果对传统的基于锚固段剪应力是均匀分布假设的锚索设计计算方法进行了修正,提出了一种关于锚索锚固段长度、锚索间距以及应力松弛区加固深度等参数的设计计算新方法。

5. 介绍了这一锚索设计计算新方法在常张高速公路边坡防护工程中的具体应用过程。详细说明了拉压分散型锚索的锚固段长度、单元间距、锚索间距以及应力松弛区加固深度等设计参数的确定方法。

关键词 预应力锚索, 力学传递规律, 理论分析, 现场试验, 数值模拟, 设计方法

ABSTRACT

For researching into the law of the prestressing anchor's load transferring and the method about designing prestressing anchor which according with the fact, multi-means were adopted in this paper to analyze and study thoroughly. The content and the characotor of this paper mainly include as follows:

1. By using the half space theory of the elasticity the expression of stress and displacement distributing in the solid were deduced when concentrated force and uniform stress were loaded in the columned hole, then the theoretic foundation of analyzing the law of the prestressing anchor's load transferring was laid.

2. By using the half space theory of the elasticity and the inference the law of stress and displacement distributing along the interface of the rope, the interface of the grout-body and its distributing in the earth were analyzed and studied, the expression of stress and displacement under all conditions were educed.

3. Through field test and the analysis of the characteristic of anchor rope's stress distributing by using the numerical simulatio software ANSYS, the correctness of the theoretical analysis' conclusion was verified successfully.

4. Using the conclusion of theoretical analysis the orthodox method of designing anchor rope that based on the hypothesis of shearing strength uniform distributing was modified, a new and more reasonable method about designing the length of anchoring section, the anchoring space between and the depth of the stress' laxity section was put forward.

5. How to use the new method of designing anchor rope in the

engineering of Chang-Zhang freeway's slope reinforced was introduced in this paper. The method about calculating the length of anchoring section, the anchor-unit space between, the anchoring space between and the depth of the stress' laxity section were expound in detail.

KEY WORDS: Prestressing anchor rope, the law of load transferring, field test, numerical simulatio, the method of design

第一章 绪 论

1.1 预应力锚杆(索)荷载传递规律的研究现状

岩土工程研究的对象是经过漫长地质年代的复杂地质体,这些地质体在一定的条件和条件下,处于相对稳定的平衡状态。当由于自然或人为因素的影响,地质体原来的平衡状态遭到破坏,从而发生坍塌、滑移、沉陷等地质灾害。为预防和治理此类灾害,工程上常将一种受拉杆件(索体)埋入岩土体中,用于调动和提高岩土体自身强度和自稳能力。这种受拉杆件(或索体)工程上称为锚杆(索),它所起的作用即为锚固^[1]。岩土预应力锚杆(索)体系是一种将拉力传递到土层和岩体中的体系,锚杆(索)一端通过锚固一定长度埋设在地层内,另一端呈自由段与被加固体相连,并在锚头部位对锚杆(索)施加预应力,以承受由岩土压力、水压力或风荷载等施加于被加固体的推力,维持岩土体或结构物的稳定。最早使用预应力锚杆(索)是1934年阿尔及利亚的舍尔法坝体加高工程,1957年原联邦德国 Bauer 公司在深基坑中采用土层预应力锚杆。1964年我国首次在梅山水库坝基加固中采用预应力锚杆。70年代,北京国际信托大厦等工程相继用预应力锚杆以保持基坑周边的稳定。近年来,我国岩土预应力锚杆技术的发展尤为迅速,几乎已遍布土木工程各个角落,如地下工程支护、岩土边坡加固、坝基稳定、深基坑支挡、结构抗浮和抗倾,悬索建筑的受拉基础等^[2]。经过长期的工程实践和发展,目前,预应力锚杆(索)支护方式也已从最初的拉力型逐步发展为拉力型、压力型和荷载分散型(即拉力分散型、压力分散型、拉压分散型)等。预应力锚固技术正以其独特的效应、简便的工艺、广泛的用途,经济的造价,在岩土工程领域中显示出旺盛的生命力。

大量的工程实践表明,预应力锚固是一种有效的加固措施,但由于工程介质的复杂性以及锚固方式的多样性,至今国内外关于预应力锚杆(索)荷载传递机理的研究尚未出现统一的理论。对预应力锚索荷载传递机理的研究,主要集中在预应力锚杆(索)锚固段杆(索)体与注浆体、注浆体与周围岩土体间粘结力的分布状态及传递机理的研究。在这方面的研究,英国、美国、法国、加拿大、澳大利亚等国处于国际领先地位。近年来,我国也加强了这方面的研究工作,取得了不少可喜的成绩^[3]。

Lutz 和 Gergeley^[4]、Hanson(1969)^[5]、Goto^[6]等都研究了荷载从锚索(杆)转到灌浆体的力学机制。他们认为,钢锚索(杆)表面上存在着微观的粗糙褶皱,浆体围绕着锚索(杆)充满这些褶曲而形成一个灌浆柱,在锚索(杆)和灌浆体之间的结合破坏之前,其结合力发生作用;当锚索(杆)和浆体发生一定的相对

位移后,两者界面的某些地方就会发生破坏,这时锚索和灌浆柱之间摩擦阻力就发挥主要作用,而且摩擦阻力是随灌浆体的剪胀而增加。增大锚索(杆)表面的粗糙度就能提高摩擦阻力,对灌浆体而言则提高了其剪切强度。对于光面锚索(杆),锚索(杆)和灌浆体之间的结合,主要取决于滑动之前的附着力和滑动之后出现的摩擦力。而对于竹节锚索(杆)或者类似于竹节的锚索(杆),其表面有突节,结合力主要取决于机械作用。在进行拉拔试验时,力由锚索(杆)传递到灌浆体,最后的结果可能是灌浆体的开裂或压碎,锚头滑动并附带部分砂浆体拔出灌浆体,所以灌浆体的强度成为承载力的控制因素。这些研究也表明,锚索体本身强度很高且表面粗糙性很好,在力由锚索(杆)体传递到注浆体、再由注浆体传递到周围岩土体的过程中,浆体和锚索(杆)界面的性质不是研究的重点,而研究重点应放在浆体自身的性质以及浆体与周围岩土体界面的性质上。

Fuller 和 Cox^[7]也研究了荷载由锚索向粘结砂浆传递的情况。他们分别采用了7股直径12mm的钢索和单根直径7mm的钢丝,埋置于水灰比0.45的砂浆中进行了一系列的拉拔试验。锚固长度在10cm到90cm不等。试验过程表明,在位移较小时,荷载便到达峰值荷载;过了峰值荷载,随位移的增加,荷载下降,直至残余荷载大约为峰值的一半。

20世纪70年代Evangelista和Ostermayer等对粘性土和粒状土中的锚杆拉拔试验中,量测到注浆体表面摩阻力沿锚固长度呈非均匀分布^[8,9],Fujita等总结了30例现场试验成果,提出了临界锚固长度的概念,认为超过这个长度,极限抗拔力增加很少^[10]。在基于锚杆荷载传递理论分析方法中,Philips^[11]假定杆体摩阻力沿锚固长度呈指数分布,将其表述为:

$$\tau_x = \tau_0 e^{-\frac{Ax}{d}} \quad (1-1)$$

式中 τ_x 为距锚固段近端 x 处的剪应力; τ_0 为锚固段近端的剪应力; d 为锚索直径; A 为锚索中结合应力与主应力相关的常数。沿锚固段长度 L 积分,可得到极限锚固力的理论表达式:

$$T_u = \frac{1}{A} \pi d^2 \tau_0 \quad (1-2)$$

但上式中剪应力的最大值 τ_0 在实际运用中难以确定。因此,该公式实用价值并不大。

Ostermayer和Scheechele对非粘性土锚固做了大量试验,得出以下几点重要结论^[12]:

(1) 致密砂层中最大表面粘结力是在很短的锚杆长度范围内,但在松砂和中密砂中,表面粘结力就近似于理论假定的均匀分布;

(2) 随着外载荷的增加,表面粘结力的峰值点向锚固段远端转移;

(3) 较短锚索表面粘结力的平均值大于较长锚索表面粘结力的平均值;

(4) 锚索的锚固力对地层密度变化反应敏感, 从松散到致密的地层中, 平均表面粘结强度值要增大 5 倍。

Ostermayer 也给出了粘性土锚固的一些研究成果^[12]:

(1) 单位表面粘结力随锚固长度的增加而减少;

(2) 单位表面粘结力随土的强度增加和塑性的减少而增加;

(3) 后期灌浆比一次性灌浆锚索单位面积上的粘结力至少增加 25%。

Stillborg^[13]对影响全长粘结式锚索承载力的因素进行了系统研究。这些因素包括: 水灰比、添加剂、埋置长度。试验中没有涉及围压, 而围压却是一项很重要的因素。他的试验提示我们, 添加剂(包括速凝剂, 膨胀剂)对锚索承载力的影响还值得进一步去研究。

Nakayama 和 Beaudoin^[14]进行了水泥砂浆和钢筋的粘结强度试验; Goris^[15]等进行了锚杆支护的试验研究; 近年来 Heytt, Bawdem, Reicher, Caizer 等一些进行了大量的研究, 其中以 Heytt, Bawden 和 Reicher^[16]的研究最为系统。他们通过现场和室内试验, 得出影响锚索承载力的主要因素是: ①水泥砂浆性质, 尤其是水灰比; ②锚固长度; ③围压。试验表明, 使用低水灰比的砂浆可使锚索承载力提高 50%~75%; 锚索承载力随锚固长度的增加而增加, 但不成正比; 作用于水泥砂浆外表面的径向侧压越高, 锚索承载力越高。在试验研究的基础上, 他们得出了锚索破坏的机理, 即物理过程为: 随围压的增加, 锚固体的破坏由低围压下水泥砂浆的径向开裂和横向位移变化到高围压下水泥砂浆表面皱曲受剪切、直至锚索沿其与灌浆柱体摩擦面而拔出。这里的围压相当于实际工程中锚孔以外的岩体中所存在的压应力。

Jarred 和 Haberfield^[17]通过室内仿真模拟试验, 研究了注浆锚杆的侧限刚度、注浆长度及膨胀水泥含量对杆体与注浆体界面力学性质的影响, 认为杆体与注浆体界面剪切强度随侧限刚度的增加而增大。试验中, 当注浆长度 $L < 150\text{mm}$ 时, 剪切强度 τ 基本上为一常数 (15.5Mpa); 当 $150\text{mm} < L < 350\text{mm}$ 时, 剪切强度 τ 随注浆长度的增加而减少 ($L = 350\text{mm}$, $\tau = 8\text{Mpa}$); 此后注浆长度的增加对剪切强度的影响甚微。

程良奎等^[18]对上海太平洋饭店和北京京城大厦两个深基坑工程的拉力型锚杆锚固段粘结应力的分布形态进行了测定, 得到以下规律性的认识:

(1) 沿锚固段的粘结应力的分布是不均匀的, 粘结力由锚固段的近端逐渐向远端减少; 随着张拉力的增加, 粘结应力峰值逐渐向远端转移。可见, 我们通常在设计中所采用的摩阻强度采用平均值是不尽合理的。

(2) 粘结应力主要分布在锚固段前端的 8~10m 范围内, 即使在最大张拉

荷载作用下,锚固段远端的相当一段长度内,几乎测不到粘结应力值。可见在外力作用下,与锚固段接触的土层的强度并没有得到全部调用,对外力的抵抗区段主要集中在锚固段前端一定范围内,也就是说,当锚固段长度超过某值后,其长度的增加对锚杆的承载力的提高就极其有限了。

(3) 在外力作用下,拉力型锚杆的注浆体中存在着严重的应力集中现象,应力集中会造成锚固段前端开裂,致使应力峰值点向锚固段远端转移。

基于以上认识,他们开发应用了压力型锚杆,将钢筋的拉力转变为对注浆体的压力,使锚固段的粘结应力峰值大大减小,在同等锚杆长度条件下提高了锚杆的承载能力。

赵赤云,杜龙泽,王建宇,陶龙光等人^[19-23]利用弹性理论,将预应力锚索锚头和锚根所产生的一对锚束力看成是施加于半无限体表面和体内一点的集中力或均布载荷,利用弹性理论中的 Boussinesq、Kelvin、Cerruti 和 Mindlin 等问题的解,通过数学或电算方法处理,求得在半无限体内部任意点处所产生的应力和应变,进而分析出锚索所产生的附加应力场在岩土体中的分布规律以及锚索体和锚固体周边剪应力的分布形式。

丁多文,白世伟等人^[24]通过大比例尺模型模拟试验,对预应力锚索锚固段的荷载传递机制以及应力分布规律进行了分析,认为锚固段的应力传递机理一般为:(1)粘结作用:这是由砂浆和锚索交界面的物理约束产生的。当锚根发生运动时粘结力即消失。(2)机械锁制作用:由于钢绞线表面螺纹的存在,以及凹凸不平的灌浆体的粘结作用而形成嵌入体。(3)摩擦作用:由于楔入作用和钢表面粗糙不平,它的作用大小取决于接触面是否产生运动,当它趋于滑动时,其值较大;当它在运动中,其值较小。同时认为,锚固段应力分布大致可以分成两段:摩擦段、粘结段。在锚固段锚索和灌浆界面应力是非均匀分布的,起点处应力最大,形成应力集中,由此向内逐渐减小直至为0;锚固段应力集中的程度与岩石和锚索的变形模量有关。当两者差别较小时,应力服从非均匀分布。

黄德福^[25]结合李家峡水电站层状岩高边坡的群锚施工的现场跟踪测试、室内模型验证和理论分析,发现锚索轴向拉力沿内锚固段长度递减分布有以下规律:

锚索张拉后,锚索体上的轴力分布出现严重的局部集中现象,锚固段顶部轴力约占预拉力的55%—75%,而下部只占13%—25%。随锚索张拉力的不断增加,锚索内锚固段浆体由上至下逐渐开裂,剪应力峰值点逐步下移;张拉吨位愈大,峰值点向下转移速度愈快,应力曲线愈陡。同时发现,注浆材料弹模越高以及浆体与岩孔粘结能力愈强,所启动的张拉力值越高,所需内锚固段长度愈短。

刘致彬等人^[26]用薄壁金属管和石膏块体分别模拟预应力锚索及岩层,在锚

索体和灌浆体中分别粘贴应变片和埋设拉力传感器，用环氧树脂灌注锚固段，室内模拟试验对比分析传统拉力型锚索、典型压力型锚索和新型拉压复合型锚索三种类型锚索内锚固段上的荷载分布规律，在相同荷载作用下的试验结果如下：

(1) 锚索体上的荷载分布形式（见图 1-1）：

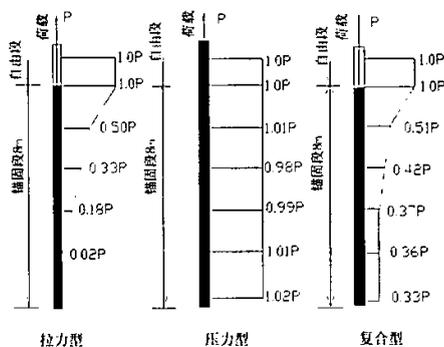


图 1-1 锚索内荷载沿锚固段长度上的分布

拉力型锚索顶部荷载最大，向下逐渐减小，至锚根底部几乎为零。压力型锚索顶部和底部的荷载完全相同，荷载沿锚索长度方向上呈均匀分布，复合型则与以上两种锚固方式完全不同，首先是锚索体顶部荷载最大，向下逐渐减小，直至底部锚板仍有部分荷载。

(2) 灌浆体和锚孔岩壁间的应力传递规律（见图 1-2）：

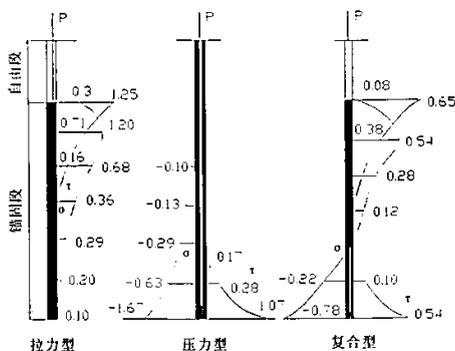


图 1-2 沿锚固段长度上的应力分布（单位：MPa）

拉力型锚索浆体与孔壁间的剪应力分布很不均匀，呈倒三角形，顶端最大，向下则迅速减小。在顶端界面上的剪应力超过界面抗剪强度时，就出现剪切破坏，最大剪应力则向下转移。拉力型锚固方式，当锚索承载后，从灌浆体到四周岩体

的荷载转移是以拉剪方式传递的，主要承载部位在锚固段顶部以下几米内，由于顶部剪切力过大，注浆体常出现剥离现象。

压力型锚索锚固体与孔壁间的剪应力是底部最大，向上迅速减小，呈正三角形分布。压力型锚固方式的锚索承载后，从灌浆体到四周岩基的荷载转移是以压剪方式传递的，主要承载部位在底部以上几米内。锚索周围灌浆体受压缩，而且抗压强度较大，因而灌浆体不易出现裂缝。

拉压复合型锚索沿锚固体与岩体界面上的剪应力分布基本上是趋于均匀的，尽管两端稍大，中部较小，但最大剪应力值已减小一半，同时，锚孔岩壁底部压应力最大，向上逐渐减小，并逐步转为拉应力，其最大拉压应力值亦减小一半。

试验结果表明，当拉压相结合的复合型锚固方式的锚索承载后，从灌浆体到四周岩基的荷载转移方式是底部以压剪方式传递，上部以拉剪方式传递，主要承载部位大致均匀地分布在整個锚固段上，锚固段不出现或很少出现裂缝，因而增加了锚固效果和防腐蚀系统的可靠性。

顾金才等人^[27]在石灰岩中对预应力锚索内锚固段受力特点进行了现场试验，重点分析了内锚固段中注浆体与孔壁间以及注浆体与钢绞线间剪应力分布规律。通过实测的注浆体与孔壁间的剪应力沿内锚固段长度方向上的分布状态见（图 1-3）。从图中看到，在内锚固段口部附近剪应力基本为 0（他们认为这是口部附近浆体发生断裂所致），剪应力随深度迅速增加，在距口部 50cm 左右处达到峰值，其峰值剪应力可达平均剪应力的 4~8 倍。从峰值点再往里，剪应力随深度按负指数规律递减，递减到一定距离后，剪应力变为 0。

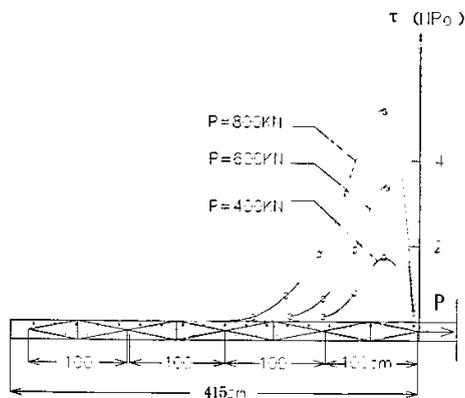


图 1-3 注浆体与孔壁间的剪应力沿内锚固段长度的分布状态

实测得到的浆体与钢绞线间（简称内界面）的剪应力分布规律见（图 1-4）。从图中看到，剪应力在锚固段口部附近集中更严重，其峰值剪应力为平均剪应力的

8~10 倍，同时它的峰值点就在内锚固段的口部上没有向内移。剪应力随深度的

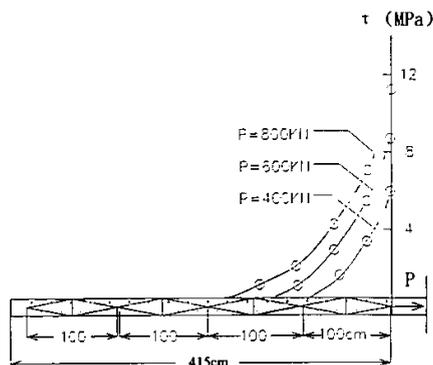


图 1-4 注浆体与钢绞线之间的剪应力沿内锚固段长度的分布状态

衰减更快，分布范围更小，这说明注浆材料与钢绞线的粘结比注浆材料与孔壁间（简称外界面）的粘结效果要好，同时说明内锚固段的最大承载力主要是由注浆体与孔壁之间的粘结强度控制的。

借用变位-剪应力理论关系推导^[28]或进行有限元分析^[29]，结果均显示锚固段剪应力在起点处最大，向后逐渐减少，而且递减速度也逐渐减少，最终趋近于 0。剪应力沿锚固段的分布呈现为一条以 0 为渐进线的下降曲线。

郑明新，王金才^[30]以在黄土中埋设的 12 孔锚索现场拉拔试验，结合有限元模拟分析得出以下结论：

(1) 在锚索径向方向上，最大剪应力按钢绞线—浆体—紧邻黄土单元依次锐减，其关系为 $\tau_{\max \text{ 钢绞线}} / \tau_{\max \text{ 浆体}} = 2.5 \sim 3.1$ ， $\tau_{\max \text{ 浆体}} / \tau_{\max \text{ 黄土}} = 2.8 \sim 3.2$ 。

(2) 结合黄土锚固现场试验 P-S 曲线及有限元模拟成果图，其破坏机制是锚固段前部首先破坏，逐渐向孔底传递。

黄德福，李宁^[31,32]等人利用 FINAL 有限元分析软件，对预应力锚索的锚固机理，锚固效果进行了系统的数值仿真试验研究，研究结果（见图 1-5）表明，锚固体与岩体界面间的剪应力在锚固段顶端分布较大，但并未达到峰值，从锚固段顶部向下剪应力逐渐递增，在距孔口 2m 左右才达到峰值，随后开始递减，直至衰减为 0。

王文杰，赵德志等人^[33]通过利用空间非线性有限元法，对实际边坡预应力锚索加固后的数学模型进行分析，认为预应力锚索内锚固段中钢绞线的轴向应力随锚固段长度增加而呈指数曲线递减，当锚固段长度为 8m 时，轴向应力已降至峰值的 1/10。

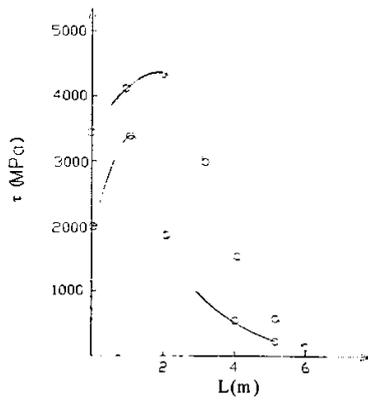


图 1-5 不同预应力下砂浆内的剪应力变化曲线

盛谦^[34] 通过利用岩土工程分析软件 3D-FLAC，对岩质高边坡预应力锚索

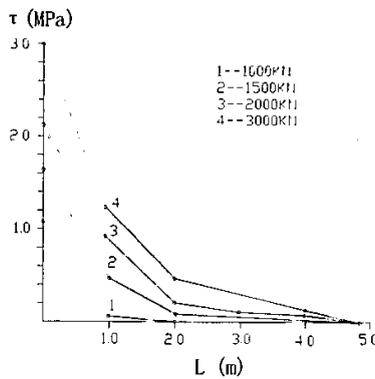


图 1-6 不同吨位锚索内锚固段轴力分布曲线

加固进行了数值模拟分析。分析结果表明，不同预应力作用下锚索锚固段界面剪应力分布形态与锚索轴力分布大致相同（见图 1-6），即都是在锚固段起点处最大，向下以逐渐衰减直至为 0。

可见，运用不同的数值模拟的分析方法，得出的锚固段剪应力分布规律一致认为都是非均匀分布的，但是分布形态的结论并不总是一致的，同现场试验的结果也不尽相同。

在利用有限元对锚杆的加固作用进行模拟分析过程中，对锚杆的等效模拟或离散模拟是关键和难点，很多学者对此进行了研究^[35-40]，其中在锚杆等效模拟方面 Pande^[38]等人的成果较为系统实用，在锚杆离散模型的二维研究方面，Swoboda 和 Marence^[41, 42]赋予锚杆和砂浆 / 岩石接触面上的节点以不同的坐标，从而在锚

杆与节理交点上锚杆与岩体有相同的位移,陈胜宏和 Egger 也提出过一种二维的 6 节点锚杆单元^[43],其中锚杆与砂浆被视为一种等效连续介质,在岩体上布置 4 个节点以模拟接触面。1989 年 Aydan 提出三维锚杆单元^[44],该单元有 8 个节点,其中两个位于锚杆上,6 个节点位于岩体上,这样可模拟锚杆—岩体接触面的滑移特性。最近,陈胜宏等人^[45]又提出了新型复合单元的概念,并借助阶谱的概念成功地将复合单元纳入了常规的有限元分析方法中。该模型不仅具有等效模拟简单易行、适应求解大规模复杂问题的优点,同时具有离散模型便于模拟接触面变形和破坏等真实加固机理的优点,为大规模三维复杂结构分析的前处理提供了很大便利。

在研究前人现场试验及数值模拟成果的基础上,蒋忠信^[46]根据拉力型锚索锚固段剪应力的分布形态与三参数的高斯曲线十分相似的特点,利用高斯曲线方程(见式 1-3)来拟合锚固段剪应力的 $\tau-L$ 曲线:

$$\tau = ae^{b(L-d)^2} \quad (1-3)$$

式中 a, b, d 为待求的曲线参数, b 为负值。通过对上式两端取对数,并令 $\ln \tau = y$, $\ln a = A$, $(L-d)^2 = x$, 得到 $y = A + bx$, 然后用一定步长假设 d 值,用最小二乘法求出相应直线参数 A, b , 最后通过试算寻优,得到高斯曲线的最佳拟合式。

陆士良,汤雷等人^[47]在分析拉拔试验和锚杆实际承载状态下载荷分布规律的异同,建立了锚杆的力学模型,利用微元分析的方法求出锚杆的力学平衡微分方程,通过求解微分方程,得出杆体上剪应力分布的负指数曲线形式为:

$$\tau(x) = ce^{-\frac{x}{D}\sqrt{8k/E}} \quad (1-4)$$

式中 c 为积分常数。这与 Philip^[11]得出的结论基本一致,其反映出的杆体上剪应力的分布规律与大量的现场试验结果吻合得较好,只是式中积分常数 C 并没有明确的物理意义,应用起来与前者相比仍显不便。

孔宪宾等人^[48,49]运用数学—力学的方法,分析了土—锚杆界面间相互作用机理,给出了基于锚杆与土界面的理想弹塑性的数学解析解,使人们能深入了解土—锚杆界面之间的相互作用,为锚杆系统的设计提供了依据。张季如,唐保付^[50]运用数学—力学的方法,在假定锚固体与锚固层间的剪切应力与剪切位移成线性增加的关系的基础上,建立了荷载传递的双曲函数模型,通过分析认为:锚杆的剪切位移、摩阻力分布和临界锚固长度均取决于被锚固体与注浆体之间的剪切模量与注浆体弹性模量之比,与注浆体长度无关。姜连馥^[51]依据土层锚杆的模拟试验,建立了土锚工作的弹塑性力学模型,提出了一种剪切位移—传递函数的分析法,并用此方法对实际工程中土层锚杆进行了计算,与现场实测数据得到了较好的吻合。总的来说,国内外运用数学力学的方法对锚杆力学机制进行的定

量性研究,自 Philip 以来并没有太大的进展,这从一个侧面反映出了岩土力学性质所具有的极大的复杂性。

由于锚杆(索)荷载传递的复杂性,实践中又没有成熟的理论作为依据,当前国内外在锚杆设计中,仍普遍采用基于锚束体传递给浆体及浆体传递给周围岩土体的剪应力沿内锚固段长度均匀分布的假设进行计算的^[1,52,53,57,58],这虽然不符合实际,但长期以来并无大的改进。

1.2 预应力锚索荷载传递规律研究中存在的问题

目前国内外学者通过大量的物理模型试验、数值仿真分析、现场试验手段、以及各种理论分析的方法,深入探讨锚杆(索)的力学传递机制,使这一领域的研究工作取得了一定进展,但仍然缺乏统一的认识,研究工作中依然存在不少问题亟待解决,具体表现在:

(1) 对锚索力学传递机制的研究仍缺乏统一的结论。虽然人们已经认识到应力在内锚固段上分布的非均匀性,但对应力非均匀分布的形式尚存在不同的认识。

(2) 现有的各种锚索的力学分析模型普遍存在假设条件理想化,理论分析、数值模拟与现场试验结果差异较大。

(3) 理论研究与工程应用之间缺少及时的转化。虽然大量研究已表明锚固体界面剪应力是非均匀分布的,但工程应用中仍然采用剪应力是均匀分布的假设,理论研究成果没有进入到设计应用阶段,对锚索的设计缺乏符合实际的计算方法。

(4) 对锚杆(索)力的传递规律定性研究较多,定量研究较少,已有的定量性研究成果也因其假设条件的特殊性以及操作性繁杂而约束着其推广应用。

1.3 本文研究的主要内容、技术路线

根据预应力锚索荷载传递规律研究中存在的以上突出问题,本文借鉴前人的研究成果,拟定的研究内容如下:

(1) 预应力锚索荷载传递规律的定量性理论研究。主要利用弹性理论推导出锚索与注浆体、注浆体与周围岩土体界面处剪应力沿锚索长度方向上以及锚头预应力在岩土体中径向分布的函数式,这是本文的核心研究部分。

(2) 对预应力锚索力学传递机制进行现场试验研究、数值模拟分析,验证理论分析结果的正确性。

(3) 运用理论分析结果,对传统的锚索设计方法进行修正,探讨提出更为合理的锚索设计新方法,包括锚固段长度、锚索间距以及应力松弛区加固深度等

参数的确定问题。

(4) 利用工程实例探讨提出的新型锚索设计方法的具体应用。

本文研究的主要技术路线见（图 1-7）：

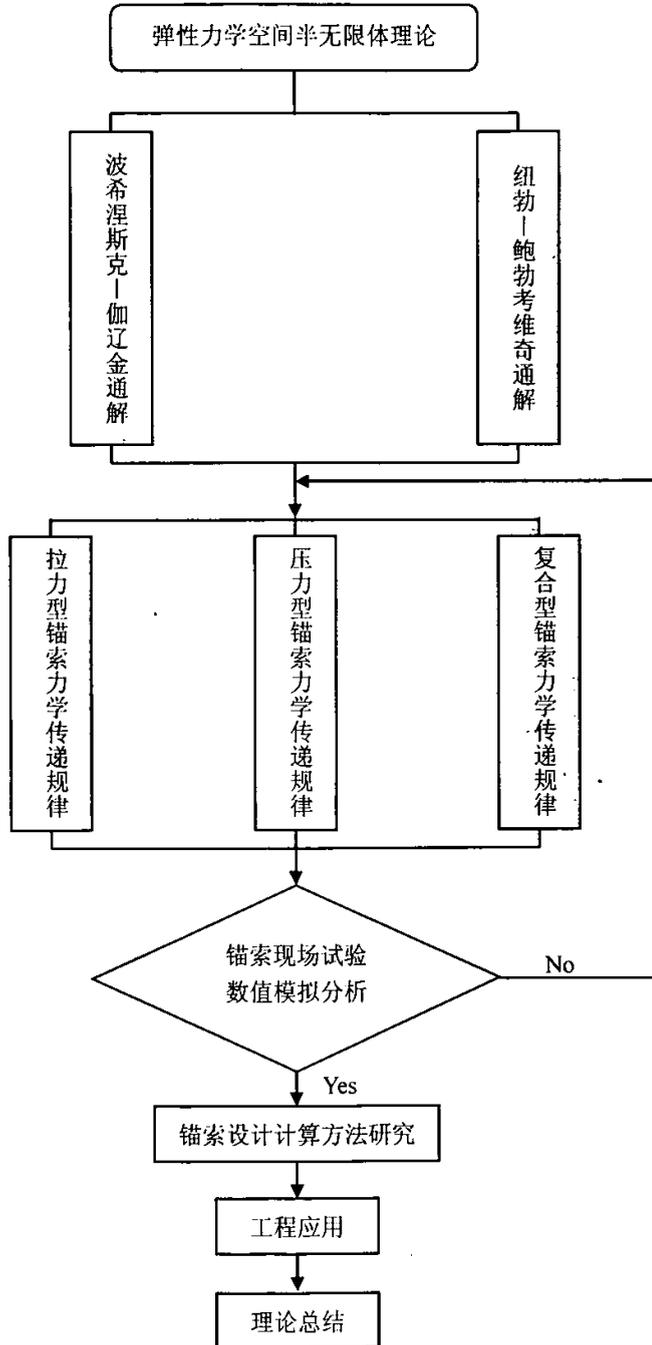


图 1-7 论文研究的技术路线框架图

第二章 预应力锚索及其荷载传递规律的研究内容

2.1 预应力锚索及其分类

预应力锚索^[1]是通过施加张拉力以加固岩土体使其达到稳定状态或改善内部应力状况的支挡结构。它是一种主要承受拉力的杆状构造,通过钻孔及注浆体将钢绞线固定于深部稳定地层中,在被加固体表面对钢绞线张拉产生预应力,达到使被加固体稳定和限制其变形的目的,其最大特点^[56]是能够充分利用岩土体自身强度和自承能力,减轻结构自重,节省工程材料,是高效和经济的加固技术。

预应力锚索主要由锚头、自由段和锚固段三部分组成^[57],如(图 2-1)所示:

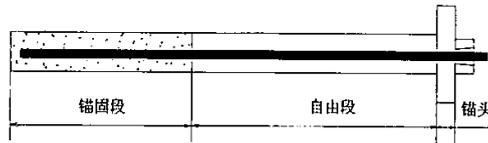


图 2-1 预应力锚索结构简图

(1) 锚头:是将锚索固定于外锚结构物上的锁定部分,也是施加预应力的张拉部件。锚头由外端钢绞线、承压钢垫板、锚具及夹片组成,其中钢绞线是自由段的延伸部分,为承力、传力、张拉的部件。锚头又称紧固头。

(2) 锚固段:为锚索伸入滑动面(潜在滑动面或破裂面)以下稳定岩土体内的段落,是锚索结构的固定处,通过锚固体(即索体与周围的注入浆体)孔周地层的抗剪强度承受锚索所传递的拉力。锚固段通过灌浆形成同心状结构:锚索居中,四周为砂浆裹护。通过砂浆,锚索与孔壁结成整体,而使孔周稳固岩土体成为承受预应力的载体。锚固段有时又称内锚固段。

(3) 自由段:是传力部分,为锚索穿过被加固岩土体的段落,其下端为锚固段,上端为锚头。自由段中的钢绞线周围不注浆或被塑料套管套护后注浆,为无粘结钢绞线,钢绞线可自由伸缩,将锚头施加的预应力传递到锚固段,并将锚固段的反力传递回锚头。

预应力锚索的分类方法很多,其中按内锚固段受力状态^[54]进行分类,预应力锚索可以分为:拉力型锚索、压力型锚索和荷载分散型锚索,见(图 2-2)。

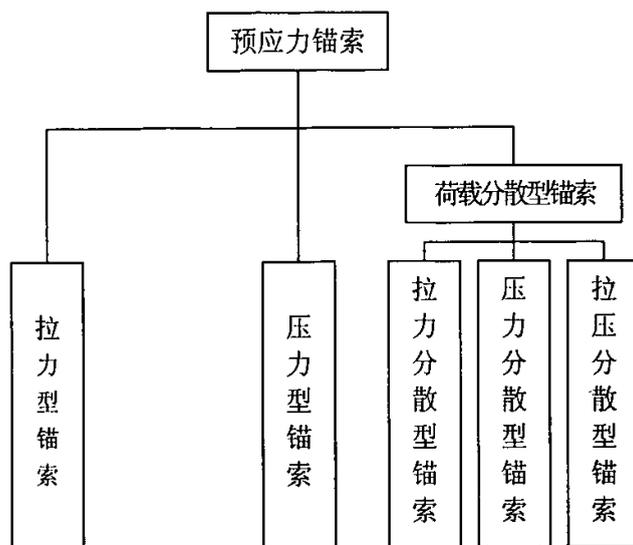


图 2-2 预应力锚索的分类结构图

(1) 拉力型锚索（见图 2-1），主要依靠内锚固段提供足够的抗拔力，来保证预应力的施作，其荷载依赖于固定段索体与灌浆体界面上的剪应力（粘结应力）。这种锚索的内锚固段一般有两种形式，一种是采用水泥浆或水泥砂浆将锚固段部分的锚索体固结在岩体的稳定部分；另一种是采用机械式内锚固段，如胀壳式内锚头。由于机械式内锚头适应性差，加工量大，现已很少使用。拉力型锚索结构简单，施工方便，造价较低。但拉力型锚索内锚固段受力不尽合理，锚固段主要承受拉应力，且在锚固段起始部位应力十分集中，易造成浆体开裂，影响抗拔力和锚索的耐久性。

(2) 压力型锚索（见图 2-3）借助无粘结钢绞线或带套管线材使之与灌浆体隔开，将荷载直接传至底部特制的承载体，通过承载体的挤压作用将荷载由锚固体的底端向锚固体的顶部传递。压力型锚索与拉力型锚索的受力机理不同，其荷载的分布特点是：①在锚索的根部荷载大，靠近孔口方向荷载明显变小，这样有利于将不稳定体锚定在地层深部，充分利用有效锚固段，从而可以缩短锚索长度。②浆体受压，被锚固体受压范围更大，可提供更大锚固力。③压力型锚索的锚索体采用无粘结钢绞线，因而多一层防护措施，如果采用镀锌或环氧喷涂钢绞线外再包裹一层或两层高密度聚乙烯（PE 套管），就具有更高防护性能。④下锚后可一次性全孔注浆，这样不仅可以减少注浆工序，而且即使没施加预应力，靠浆体和岩土体的粘结力也能起到一定加固作用，这对于正在滑动的滑坡体加固是很有必要的。

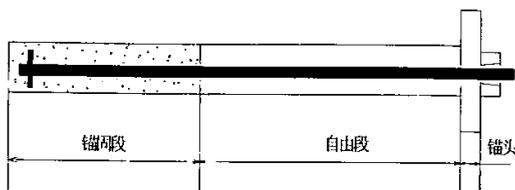


图 2-3 压力型锚索结构简图

(3) 荷载分散型锚索，是以上一种或两种锚固方式的复合结构，它将施加的预应力分散在整个锚固段上，使应力应变分散、减小，以便克服拉力型或压力型应力集中的不利因素，确保锚固体不受破坏。这类锚索按其应力性质可分为四种：拉力分散型、压力分散型、剪力型和拉压分散型。

其中拉力分散型锚索（见图 2-4）的锚索体均采用无粘结钢绞线，较简单

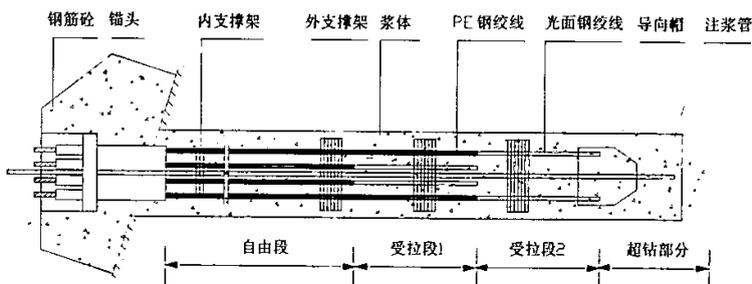


图 2-4 拉力分散型锚索结构简图

的拉力型锚索是将处于锚固段中不同长度的无粘结钢绞线末端按一定长度剥除高密度聚乙烯（PE）套管，即变为粘结段。当注浆固结后，锚索预应力通过钢绞线与浆体的粘结力传递给被加固体，从而提供锚固力。

压力分散型锚索（见图 2-5）的索体也是采用无粘结钢绞线，较简单的压力分散型锚索的结构是：在不同长度的无粘结钢绞线末端套以承载板和挤压套。当锚索体被注浆体固结后，以一定荷载张拉相应承载板上的钢绞线时，设置在不同深度部位的数个承载板将压应力通过浆体传递给被加固体，这样对在锚固段范围内的被加固体提供被分散的锚固力。

剪力型锚索（见图 2-6）也是荷载分散型的一种，它的结构是在不同长度的无粘结钢绞线末端用环氧砂浆粘结，靠剪力和压力将预应力分散作用于锚固段。

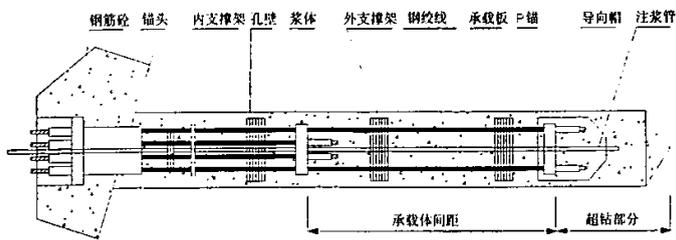


图 2-5 压力分散型锚索结构简图

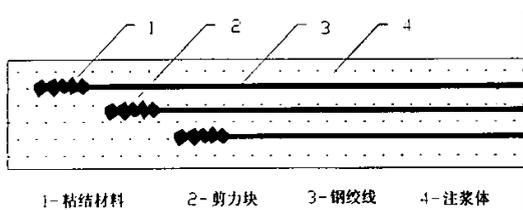


图 2-6 剪力型锚索结构简图

拉压分散型锚索（见图 2-7）是在两根无粘结钢绞线下部剥除 1~3 米 PE

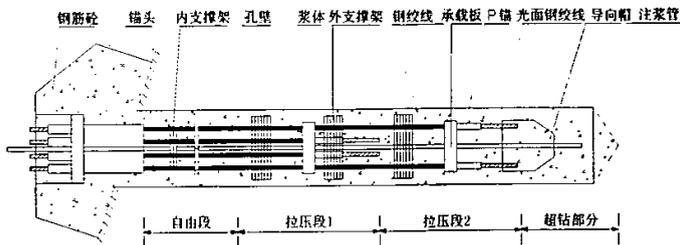


图 2-7 拉压分散系锚固锚索结构简图

套管，变为拉力型锚固段，在无粘结段上部安装可移动挤压套和承载板，变为压力型锚固段，在另外两根或四根、或六根无粘结钢绞线上也按上两根那样处置，然后将他们编制在一起。编索时无粘结段呈台阶状布置，这样就形成了拉压分散型锚索，它可提供比拉力分散型和压力分散型锚索更为均匀的锚固力。

2.2 锚索与锚杆

到目前为止，虽然人们对锚索与锚杆加固机理的不同都有了统一和深刻的认

识,但对于锚索与锚杆的范畴尚缺乏严格意义上的统一界定。不少学者^[1, 55, 59]将锚索与锚杆统称为锚杆,在二者的设计方法上也没有严格区分;也有不少学者^[52, 58],对锚索与锚杆的设计与计算方法进行了分类,但也并没有明确二者的关系。因此,关于锚索与锚杆的从属关系以及类别划分问题仍显混乱。

由于通常意义下的锚杆和锚索,在加固技术和作用方面存在以下不同:

①锚杆材料通常由螺纹钢等杆状硬性材料组成,是一种硬性支护方式,锚索则通常由钢绞线等索状柔性材料组成,是一种柔性支护方式。锚索允许被加固体有较大变形和位移,而锚杆则通常在被加固体发生较大变形和位移情况下发生破坏;

②锚杆的加固深度一般在数米到十余米,而锚索的加固深度一般在数十米甚至百余米;

③锚杆所能提供的加固力较小,通常为数十吨,而锚索则能提供数百吨的加固力;

④以硬性材料为主的锚杆加固技术,经不断发展已形成不同于锚索的独特体系,如已形成端头锚固式锚杆、全长粘结式锚杆、摩擦式锚杆、击入式锚杆、自进式锚杆等种类,而作为以柔性材料为主的锚索则已从拉力型锚索发展为拉力分散、压力分散、拉压分散等区别于硬性锚杆的复合锚固体系。

因此,以硬性材料为主的锚杆与以柔性材料为主的锚索实际上已发展成为差异愈来愈大的两个不同锚固体系,如果将二者同划为锚杆体系,不但难以反映出二者所具有的明显差异,而且在概念上容易造成混乱。本文作者认为,锚索是在锚杆锚固技术发展产生的不同于锚杆的新技术。最初的锚杆概念是指杆状的硬性锚固方式,自从锚索应用以来,杆状硬性锚固技术与索状柔性锚固技术就在两个不同的方向上各自不断发展完善,以致形成今天这两大有明显区别的锚固体系。从锚固技术的发展史看,二者不应属于同一概念和范畴,作者建议将锚杆和锚索视为对等平行的关系,统称二者为锚具。本文的研究内容主要就是针对锚索而言,不但要研究单一方式的拉力和压力型锚索,而且要研究预应力锚索独有的复合型锚固方式。不过,部分与锚杆锚固方式相同的分析结果同样适用于这一类型锚杆。

2.3 预应力锚索荷载传递规律的研究内容

预应力锚索受力后荷载的传递路径为:①索体→浆体→周围岩土体;②锚头→锚墩→岩土体。在路径①中,锚索依靠索体与浆体的握裹以及浆体同孔壁的粘结力来承受张拉力。当索体材料、锚固体以及岩土体强度等条件满足设计要求时,锚索承载力发挥主要受控于内锚段锚束与浆体界面及浆体与岩土体界面上的剪

应力,即一定内锚固段长度上的剪应力大小及分布^[60]。在路径②中,预应力由锚头传至锚墩,通过锚墩的压紧作用,将预应力传递给岩土体,从而实现加固作用。当索体材料、锚墩以及岩土体强度满足设计要求时,锚索的加固效果就取决于预应力在岩土体中的传递范围(即有效加固区域)。因此,要保证预应力锚索设计上的可靠性与经济性,就必须研究清楚预应力在这两种传递过程中其应力的分布规律。对预应力锚索荷载传递规律的研究,就是来分析锚索受力后,应力在索体与浆体、浆体同周边岩土体界面上的分布特征以及预应力在岩土体中的传递形式。虽然预应力锚索按内锚段受力状态的不同可分为以上三大种类和许多子类,但拉力型和压力型锚索是最基本的类型,而其它类型锚索则不过是这两种类型不同形式的组合。因此,研究预应力锚索的荷载传递规律,只要搞清楚这两种类型锚索的荷载传递特性,其它的便不难得到。

2.4 本章小结

本章主要对预应力锚索的定义、结构组成及其分类进行了详细介绍,对目前关于锚杆与锚索范畴界定上的混乱情况进行了评述,并提出了本文对这一问题的看法和建议。在此基础上,最后对预应力锚索荷载传递的概念及其主要研究内容进行了全面阐述,明确了本文的研究方向及任务,为下步研究工作的展开打好基础。

第三章 预应力锚索荷载传递规律的理论研究

3.1 预应力锚索荷载传递规律研究的理论基础

3.1.1 弹性力学的位移通解

弹性力学^[61~64]中以位移表示的平衡微分方程其通解有多种形式,其中 Boussineq-Гапёркин 通解和 Neuber-Ляпковец 通解的表达式分别为:

(1) Boussineq-Гапёркин 通解^[61~63]:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{E}{2(1-\mu^2)} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left(\mu \nabla^2 - \frac{\partial^2}{\partial R^2} \right) \varphi_3 \\ \sigma_\theta &= \frac{E}{2(1-\mu^2)} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left(\mu \nabla^2 - \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \right) \varphi_3 \\ \sigma_z &= \frac{E}{2(1-\mu^2)} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left[(2-\mu) \nabla^2 - \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right] \varphi_3 \\ \tau_{\theta z} &= \frac{E}{2(1-\mu^2)} \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial}{\partial \theta} \left[(1-\mu) \nabla^2 - \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right] \varphi_3 = 0 \\ \tau_{rz} &= \frac{E}{2(1-\mu^2)} \cdot \frac{\partial}{\partial r} \left[(1-\mu) \nabla^2 - \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right] \varphi_3 \\ \tau_{r\theta} &= -\frac{E}{2(1-\mu^2)} \cdot \frac{\partial^3}{\partial r \partial \theta \partial z} \left(\frac{\varphi_3}{r} \right) = 0 \end{aligned} \right\} \quad (3-1)$$

式中: σ_r 、 σ_θ 、 σ_z —分别为柱坐标系下的径向、切向和竖向应力, Pa;

$\tau_{\theta z}$ 、 τ_{rz} 、 $\tau_{r\theta}$ —分别为柱坐标系下的环向、竖向和径向剪应力, Pa;

E、 μ 、G—分别为弹性模量 (Pa)、泊松比和剪切模量 (Pa);

φ_3 —Love 位移函数, $\varphi_3 = \varphi_3(r, z)$, m;

Δ^2 —Laplace 运算符号, $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$

(2) Neuber-Лапковец 通解^[61~63]:

$$\left. \begin{aligned} U_r &= -\frac{1}{2(1-\mu)} \cdot \frac{\partial}{\partial r} \left(\phi_0 + \frac{\xi_3 z}{2} \right) \\ U_\theta &= 0 \\ w &= \xi_3 - \frac{1}{2(1-\mu)} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left(\phi_0 + \frac{\xi_3 z}{2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3-2)$$

式中: U_r 、 U_θ 、 w 分别为径向、切向和竖向位移, m;

ϕ_0 、 ξ_3 分别为调和函数和矢量函数。

3.1.2 半无限体内一点受集中力作用的位移及应力的解

设半无限体内一点受集中力 P 的作用, 坐标选取如(图 3-1)所示, 求不计重力作用时体内应力和位移的分布情况, 这是弹性理论中典型的 Kelvin^[61~63] 问

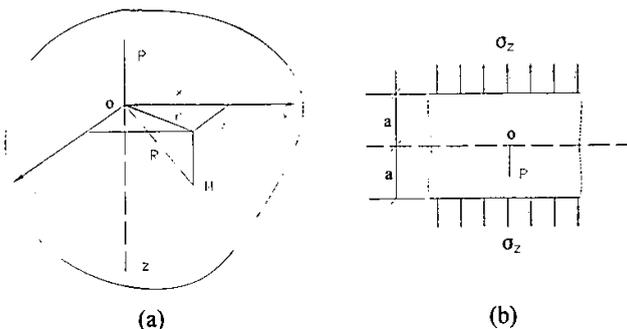


图 3-1 无限体内一点受集中力 P 作用的力学模型

题, 是一个轴对称问题。根据量纲分析, 应力分量表达式应为 P 乘以 r 、 z 等长度坐标的负二次幂, 因此, 从应力分量与 Love 位移函数之间的关系^[61~63]可见, ϕ_3 应为一次幂的双调和函数。现试取

$$\phi_3 = B (z^2 + r^2)^{1/2} \quad (a)$$

式中 B 为任意常数, 将(a)代入求解有:

$$\left. \begin{aligned} u_r &= \frac{1}{2(1-\mu)} \cdot \frac{Brz}{R^3} \\ w &= \frac{1}{2(1-\mu)} \cdot B \left[\frac{2(1-2\mu)}{R} + \frac{1}{R} + \frac{z^2}{R^3} \right] \end{aligned} \right\} \quad (3-3)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{E}{2(1-\mu)} \cdot B \left[\frac{(1-2\mu)z}{R^3} - \frac{3r^2z}{R^5} \right] \\ \sigma_\theta &= \frac{E}{2(1-\mu^2)} \cdot B \frac{(1-2\mu)z}{R^3} \\ \sigma_z &= -\frac{E}{2(1-\mu^2)} \cdot B \left[\frac{(1-2\mu)z}{R^3} + \frac{3z^3}{R^5} \right] \\ \tau_{rz} &= -\frac{E}{2(1-\mu^2)} \cdot B \left[\frac{(1-2\mu)r}{R^3} + \frac{3rz^2}{R^5} \right] \end{aligned} \right\} \quad (3-4)$$

由式(3-3)和(3-4)可见,位移分量和应力分量在坐标原点是奇异的,而在无穷远处为零。为了确定常数B,不妨计算 $z=\pm a$ 两平面(图3-1(b))上正应力的合力,由平衡条件得:

$$P = \int_0^\infty 2\pi r (\sigma_z)_{z=-a} - \int_0^\infty 2\pi r (\sigma_z)_{z=a} dr \quad (b)$$

将式(3-4)的第三式代入(b),并注意到对于给定的 z , $rdr=RdR$,于是,有:

$$P = \frac{2\pi E}{1-\mu^2} B \left[(1-2\mu)a \int_0^\infty \frac{RdR}{R^3} + 3a^3 \int_0^\infty \frac{RdR}{R^5} \right] = \frac{4\pi E}{1+\mu} B$$

由此得

$$B = \frac{(1+\mu)P}{4\pi E} \quad (c)$$

将式(c)代入式(3-3)和(3-4),即得要求的位移分量和应力分量:

$$\left. \begin{aligned} u_r &= \frac{P}{8\pi E} \cdot \frac{1+\mu}{1-\mu} \cdot \frac{rz}{R^3} \\ w &= \frac{P}{8\pi E} \cdot \frac{1+\mu}{1-\mu} \cdot \left[\frac{2(1-2\mu)}{R} + \frac{1}{R} + \frac{z^2}{R^3} \right] \end{aligned} \right\} \quad (3-5)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{P}{8\pi} \cdot \frac{1+\mu}{1-\mu} \cdot \left[\frac{(1-2\mu)z}{R^3} - \frac{3r^2z}{R^5} \right] \\ \sigma_\theta &= \frac{P}{8\pi} \cdot \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot \frac{z}{R^3} \\ \sigma_z &= -\frac{P}{8\pi} \cdot \frac{1}{1-\mu} \cdot \left[\frac{(1-2\mu)z}{R^3} + \frac{3z^3}{R^5} \right] \\ \tau_{rz} &= -\frac{P}{8\pi} \cdot \frac{1}{1-\mu} \cdot \left[\frac{(1-2\mu)r}{R^3} + \frac{3rz^2}{R^5} \right] \end{aligned} \right\} \quad (3-6)$$

3.1.3 空间半无限体表面受法向集中力作用的位移及应力的解

设半无限体表面受法向集中力 P 作用, 坐标选取如(图 3-2)所示, 求不计自重作用时体内应力和位移分布情况。这是著名的 **Boussinesq** 问题。这也是轴对称问题, 按 Neuber-Ланковец通解(见式 3-2) 求解出的位移及应力分量^[61~63]

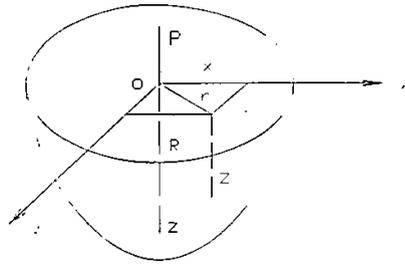


图 3-2 空间半无限体表面受法向集中力 P 作用的力学模型

分别为:

$$\left. \begin{aligned} u_r &= \frac{(1+\mu)P}{2E\pi R} \left[\frac{zr}{R^2} - \frac{(1-2\mu)r}{R+z} \right] \\ w &= \frac{(1+\mu)P}{2E\pi R} \left[\frac{z^2}{R^2} + 2(1-\mu) \right] \end{aligned} \right\} \quad (3-7)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{P}{2\pi R^2} \left[-\frac{3r^2 z}{R^3} + \frac{(1-2\mu)R}{R+z} \right] \\ \sigma_\theta &= \frac{(1-2\mu)P}{2\pi R^2} \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{R+z} \right] \\ \sigma_z &= -\frac{3Pz^3}{2\pi R^5} \\ \tau_{rz} = \tau_{zr} &= -\frac{3Prz^2}{2\pi R^5} \end{aligned} \right\} \quad (3-8)$$

在直角坐标系里, 该问题的结果为:

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{(1+\mu)P}{2E\pi} \left[-\frac{(1-2\mu)x}{R(R+z)} + \frac{xz}{R^3} \right] \\ v &= \frac{(1+\mu)}{2E\pi} \left[-\frac{(1-2\mu)y}{R(R+z)} + \frac{yz}{R^3} \right] \\ w &= \frac{(1+\mu)P}{2E\pi R} \left[\frac{z^2}{R^2} + 2(1-\mu) \right] \end{aligned} \right\} \quad (3-9)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{P}{2\pi R^2} \left\{ \frac{3x^2z}{R^3} - (1-2\mu) \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{R+z} + \frac{x^2(2R+z)}{R(R+z)^2} \right] \right\} \\ \sigma_y &= -\frac{P}{2\pi R^2} \left\{ \frac{3y^2z}{R^3} - (1-2\mu) \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{R+z} + \frac{y^2(2R+z)}{R(R+z)^2} \right] \right\} \\ \sigma_z &= -\frac{3Pz^3}{2\pi R^5} \\ \tau_{yz} &= -\frac{3Pyz^2}{2\pi R^5} \\ \tau_{xz} &= -\frac{3Pxz^2}{2\pi R^5} \\ \tau_{xy} &= -\frac{P}{2\pi R^2} \left[\frac{3xyz}{R^3} - \frac{(1-2\mu)(2R+z)}{R(R+z)^2} \right] \end{aligned} \right\} \quad (3-10)$$

3.1.4 半无限体柱状孔洞内一点受集中力作用的位移及应力的解

在半无限体直径为 $2d$ 的圆柱状孔洞内受有如(图 3-3(a))所示的集中力 P 的作用, 坐标选取见(图 3-3(b)), 求不计自重作用时其体内应力和位移分布情况。这属于半无限体体内一点受集中力作用的情形。

首先, 按式(3-3)和(3-4)计算出半无限体内任意一点的应力和位移, 然后再确定参数 B 。

为了确定参数 B , 我们计算 $z = \pm a$ 两平面(图 3-3(a))上的正应力的合力。

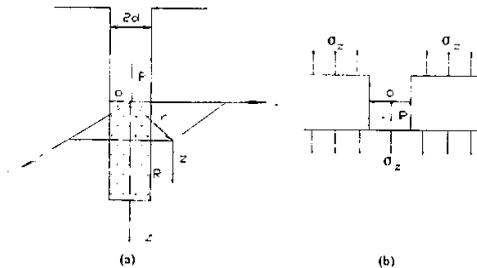


图 3-3 $z = \pm a$ 两平面上正应力的分布图

令 $\sqrt{a^2 + d^2} = l$ ，由平衡条件，得：

$$\begin{aligned}
 P &= \int_0^{\infty} 2\pi r(\sigma_z)_{z=-a} dr - \int_0^{\infty} 2\pi r(\sigma_z)_{z=-a} dr \\
 &= \left[\int_0^{\infty} 2\pi r(\sigma_z)_{z=-a} dr - \int_0^d 2\pi r(\sigma_z)_{z=-a} dr \right] - \int_0^{\infty} 2\pi r(\sigma_z)_{z=-a} dr \\
 &= \frac{4\pi E}{1+\mu} \cdot B - \int_0^d 2\pi(\sigma_z)_{z=-a} dr \\
 &= \frac{4\pi E}{1+\mu} \cdot B - \int_0^d 2\pi R(\sigma_z)_{z=-a} dr \\
 &= \frac{4\pi E}{1+\mu} \cdot B - \left\{ -\frac{\pi E}{1-\mu^2} \cdot B \left[\int_0^d \frac{(1-2\mu)(-a)}{R^3} RdR - 3a^3 \int_0^d \frac{1}{R^5} RdR \right] \right\} \\
 &= \frac{4\pi E}{1+\mu} \cdot B + \frac{\pi E}{1-\mu^2} \cdot B \left[\left(\frac{a}{l}\right)^3 + (1-2\mu) \cdot \frac{a}{l} - 2 + 2\mu \right] \\
 &= \frac{\pi E}{1-\mu^2} \cdot \left[\left(\frac{a}{l}\right)^3 + (1-2\mu) \cdot \frac{a}{l} + 2 - 2\mu \right] \cdot B
 \end{aligned}$$

由此得：

$$B = \frac{(1-\mu^2)P}{\pi E \cdot \left[\left(\frac{a}{l}\right)^3 + (1-2\mu) \cdot \frac{a}{l} + 2 - 2\mu \right]} \quad (3-11)$$

将式 (3-11) 分别代入式 (3-3) 和 (3-4)，则可计算出半无限体柱状孔洞内受集中力 P 作用时体内任一点的位移和应力分布。

3.1.5 半无限体柱状孔洞内受均布载荷作用的位移及应力的解

在半无限体直径为 2d 的圆柱状孔洞内受有如图 (3-4(a)) 所示的半径为 $r_0 = a$

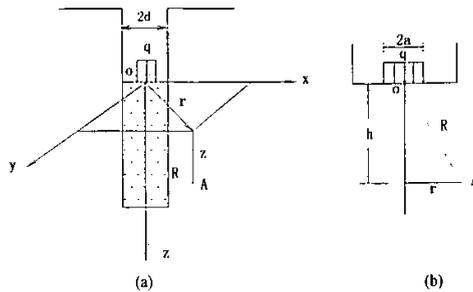


图 3-4 半无限体柱状孔洞内圆形区域受均布载荷作用的力学模型

的圆形区域内的均布压应力 $q = P_0/\pi r_0^2$ 的作用, 坐标选取见 (图 3-5(b)), 求不计自重作用时其体内应力和位移分布情况。

根据 3.1.4 节的结果知柱状孔洞内受集中力 P 作用时, 半无限体内任一点的位移及应力为:

$$\left. \begin{aligned} w &= \frac{(1+\mu)P}{2\pi E \cdot \left[\left(\frac{a}{l}\right)^3 + (1-2\mu) \cdot \frac{a}{l} + 2-2\mu \right]} \cdot \left(\frac{3-4\mu}{R} + \frac{z^2}{R^3} \right) \\ \sigma_z &= \frac{P}{2\pi \cdot \left[-\left(\frac{a}{l}\right)^3 - (1-2\mu) \cdot \frac{a}{l} - 2+2\mu \right]} \cdot \left[\frac{(1-2\mu)z}{R^3} + \frac{3z^3}{R^5} \right] \end{aligned} \right\} \quad (a)$$

当孔洞内部边界上受到圆面积的均匀压应力 q 作用时, 以 $2\pi r dr \times q$ 代替式 (a) 中的集中力 P , 以 h 代替式中的 z , 以 $r^2 + h^2$ 代替式中的 R^2 , 以 h 代替 a , 将 l 变换为 $l = (h^2 + d^2)^{1/2}$, 则位移 dw 的表达式为:

$$dw = \frac{(1+\mu)P_0 r dr}{\pi r_0^2 E \cdot \left[-\frac{h^3}{(h^2+d^2)^{3/2}} + (1-2\mu) \cdot \frac{h}{(h^2+d^2)^{1/2}} + 4-2\mu \right]} \cdot \left[\frac{3-4\mu}{(r^2+h^2)^{1/2}} + \frac{h^2}{(r^2+h^2)^{3/2}} \right]$$

应力 $d\sigma_z$ 的表达式为:

$$d\sigma_z = \frac{P_0 r dr}{\pi r_0^2 \cdot \left[-\frac{h^3}{(h^2+d^2)^{3/2}} - (1-2\mu) \cdot \frac{h}{(h^2+d^2)^{1/2}} - 2+2\mu \right]} \cdot \left[\frac{(1-2\mu)h}{(r^2+h^2)^{3/2}} + \frac{3h^3}{(r^2+h^2)^{5/2}} \right]$$

将上边两式对 r 在 $[0, r_0]$ 范围内进行积分, 则可得在半径为 r_0 的圆形区域下方 z 轴上任一点的位移和应力公式为:

$$\begin{aligned}
w &= \frac{(1+\mu)P_0}{\pi r_0^2 E \cdot \left[\frac{h^3}{(h^2+d^2)^{3/2}} + (1-2\mu) \cdot \frac{h}{(h^2+d^2)^{1/2}} + 2-2\mu \right]} \\
&\quad \cdot \left[(3-4\mu) \cdot \int_0^r \frac{rdr}{(r^2+h^2)^{3/2}} + h^2 \cdot \int_0^r \frac{rdr}{(r^2+h^2)^{3/2}} \right] \\
&= \frac{(1+\mu)P_0}{\pi r_0^2 E \cdot \left[\frac{h^3}{(h^2+d^2)^{3/2}} + (1-2\mu) \cdot \frac{h}{(h^2+d^2)^{1/2}} + 2-2\mu \right]} \\
&\quad \cdot \left\{ (3-4\mu) \left[(r_0^2+h^2)^{1/2} - h \right] + \left[h - \frac{h^2}{(r_0^2+h^2)^{1/2}} \right] \right\}
\end{aligned} \tag{3-12}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_z &= \frac{P_0}{\pi r_0^2 \cdot \left[-\frac{h^3}{(h^2+d^2)^{3/2}} - (1-2\mu) \cdot \frac{h}{(h^2+d^2)^{1/2}} - 2+2\mu \right]} \\
&\quad \cdot \left[(1-2\mu)h \int_0^r \frac{rdr}{(r^2+h^2)^{3/2}} + 3h^3 \int_0^r \frac{rdr}{(r^2+h^2)^{3/2}} \right] \\
&= \frac{P_0}{\pi r_0^2 \cdot \left[-\frac{h^3}{(h^2+d^2)^{3/2}} - (1-2\mu) \cdot \frac{h}{(h^2+d^2)^{1/2}} - 2+2\mu \right]} \\
&\quad \cdot \left\{ (1-2\mu) \cdot \left[1 - \frac{h}{(r_0^2+h^2)^{1/2}} \right] + \left[1 - \frac{h^3}{(r_0^2+h^2)^{3/2}} \right] \right\}
\end{aligned} \tag{3-13}$$

3.2 预应力锚索荷载传递规律分析

由第二章中可知, 预应力锚索按内锚固段的受力形式可分为三类, 即: 拉力型、压力型和荷载分散型, 其中拉力型和压力型是最基本的受力形式, 而荷载分散型只不过是这二者不同形式的组合。因此, 下面就首先对这两种类型锚索的力学传递规律进行分析, 然后再利用分析结果求出荷载分散型锚索力学分布。

3.2.1 拉力型锚索荷载传递规律分析

拉力型锚索加载后的锚固段的受力模型可简化为半无限体柱状孔洞内部界面受拉力作用的形式, 因此, 在对拉力型锚索锚固段的力学传递规律进行研究时可以利用 3.1.4 和 3.1.5 节的结论, 下面就分别对锚索与浆体以及浆体与岩土体界面处的力学分布规律进行分析。

3.2.1.1 分析过程中的符号规定

锚索的轴向张拉力为 P_0 (N)，半径为 r_s (m)，弹性模量为 E_s (Pa)；注浆体半径 r_g ，弹性模量为 E_g (Pa)，剪切模量为 G_g (Pa)，泊松比为 μ_g ；岩体剪切模量 G_r (Pa)，泊松比为 μ_r ，弹性模量为 E_r (Pa)。

3.2.1.2 锚索体与注浆体界面间的位移及剪应力的分布

如果将拉力型锚索加载后的受力模式视为半无限体柱状孔洞内部界面受一点集中力作用的情形而直接引用 3.1.4 节的结论可以看出，在坐标原点处的位移及应力是奇异的，即在集中力的作用点上，位移及应力为无穷大，这是不符合实际的，其主要原因从物理意义上可以解释为，物体之间的接触不会是几何意义上的点，真正的集中力实际上是不存在的。因此，在分析锚索体周边的力学效应时，要考虑到锚索受的是圆面积上的载荷，而并非点载荷。可见采取 3.1.5 节的分析方法，将锚索受力视为半无限体柱状孔洞内圆形区域受均布载荷作用的情形，是较为合理的。下面就利用 3.1.5 节的结论进行分析。

锚索张拉后的力学模型见图(3-4(a))，以锚固段起点中心为坐标原点建立如图(3-4(b))所示的空间坐标系。为便于分析，将锚索及周围介质视为综合弹性模量为 $E=E_g E_r / (E_g + E_r)$ 的各向同性均质连续体。在公式(3-12)和(3-13)中，将压力 P 换为拉力 $P=-P_0$ ， r_0 换为锚索半径 r_s ， h 换为 z ，锚孔直径与注浆体直径相同，因此，锚孔半径 $d=r_g$ ，同时近似认为 z 轴上，也就是锚索轴线上的位移 w 就是锚索与注浆体界面的位移， σ_z 就是二者界面处的剪应力 τ_s ，这样就有：

$$w_s = \frac{(1+\mu)P_0}{\pi r_s^2 E \cdot \left[-\frac{z^3}{(z^2+r_g^2)^{3/2}} - (1-2\mu) \cdot \frac{z}{(z^2+r_g^2)^{1/2}} - 2+2\mu \right]} \cdot \left\{ (3-4\mu)[(r_s^2+z^2)^{1/2} - z] + \left[z - \frac{z^2}{(r_s^2+z^2)^{1/2}} \right] \right\} \quad (3-14)$$

$$\tau_s = \frac{P_0}{\pi r_s^2 \cdot \left[\frac{z^3}{(z^2+r_g^2)^{3/2}} + (1-2\mu) \cdot \frac{z}{(z^2+r_g^2)^{1/2}} + 2-2\mu \right]} \cdot \left\{ (1-2\mu) \cdot \left[1 - \frac{z}{(r_s^2+z^2)^{1/2}} \right] + \left[1 - \frac{z^3}{(r_s^2+z^2)^{3/2}} \right] \right\}$$

式(3-14)即为锚索与注浆体界面的位移及剪应力分布规律的表达式，式中的泊松比 μ 即综合侧向压力系数可按式(3-15)进行计算(推导过程从略)：

$$\mu = \frac{E_g E_r / (E_g + E_r)}{2[G_g G_r / (G_g + G_r)]} - 1 \quad (3-15)$$

3.2.1.3 浆体与岩土体界面间的位移及剪应力的分布

在 3.1.5 节中, 公式 (3-12) 和 (3-13) 分别表示半无限体柱状孔洞内圆形区域受均布载荷作用时, 位于圆形区域下方在坐标 z 轴上任一点的位移及应力的分布, 若采用它们来分析注浆体与岩土体界面的力学效应, 由于注浆体半径通常为锚索半径的几倍, 计算结果将会造成较大误差。因此, 该法不宜采用。而利用 3.1.4 节的方法, 将锚索所受的张拉力视为集中力, 其分析结果则可较好地表达出位于注浆体周边任一点上的位移及应力分布。

选取锚固段起点为原点建立如 (图 3-3) 所示的空间直角坐标系, 分析过程中将锚索及周围介质视为弹性模量为 $E=E_g E_r / (E_g + E_r)$ 的完全弹性均质连续体, 不考虑锚索因材料性质的不同对结果的影响。将锚索在锚固段点处所受到的张拉力简化为作用在锚固段起点中心处的集中力 P_0 , 由 3.1.4 节知半无限体内任一点沿 z 轴方向上的位移及应力为:

$$\left. \begin{aligned} w &= \frac{(1+\mu)P}{2\pi E \cdot \left[\left(\frac{a}{l}\right)^3 + (1-2\mu) \cdot \frac{a}{l} + 2-2\mu \right]} \cdot \left[\frac{3-4\mu}{R} + \frac{z^2}{R^3} \right] \\ \sigma_z &= \frac{P}{2\pi \cdot \left[-\left(\frac{a}{l}\right)^3 - (1-2\mu) \cdot \frac{a}{l} - 2 + 2\mu \right]} \cdot \left[\frac{(1-2\mu)z}{R^3} + \frac{3z^3}{R^5} \right] \end{aligned} \right\}$$

在上式中, 令 $P=-P_0$, 将 a 换为 z , r 换为 r_g , R 和 l (二者在这里数值相同) 换为 $(r_g^2 + z^2)^{1/2}$, 则可得锚固段周边任一点的位移 w_g 及剪应力 τ_g 的近似表达式为:

$$\left. \begin{aligned} w_g &= \frac{(1+\mu)P_0}{2\pi E \cdot \left[-\frac{z^3}{(r_g^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{(1-2\mu)z}{(r_g^2 + z^2)^{1/2}} - 2 + 2\mu \right]} \cdot \left[\frac{3-4\mu}{(r_g^2 + z^2)^{1/2}} + \frac{z^2}{(r_g^2 + z^2)^{3/2}} \right] \\ \tau_g &= \frac{P_0}{2\pi \cdot \left[\frac{z^3}{(r_g^2 + z^2)^{3/2}} + \frac{(1-2\mu)z}{(r_g^2 + z^2)^{1/2}} + 2 - 2\mu \right]} \cdot \left[\frac{(1-2\mu)z}{(r_g^2 + z^2)^{3/2}} + \frac{3z^3}{(r_g^2 + z^2)^{5/2}} \right] \end{aligned} \right\} \quad (3-16)$$

式 (3-16) 中的 μ 为综合泊松比, 可以通过 (3-15) 式求出。

3.2.1.4. 算例

拉力型锚索, $r_s = 0.03m$, $E_s = 1.96 \times 10^5 MPa$, $r_g = 0.065m$, $\mu_g = 0.167$,
 $E_g = 2.4 \times 10^4 MPa$, $E_r = 2 \times 10^3 MPa$, $\mu_r = 0.31$, $P_0 = 600KN$ 。

用公式 (3-16) 计算锚索张拉后的内力及位移, 可得出锚索及砂浆体周边的

剪应力及位移的分布曲线，见(图 3-5)~(图 3-8)。

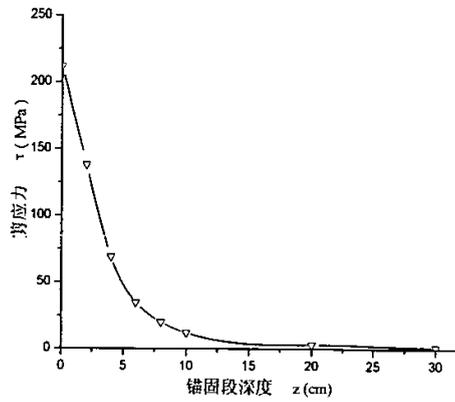


图 3-5 拉力型锚索索体周边剪应力分布曲线

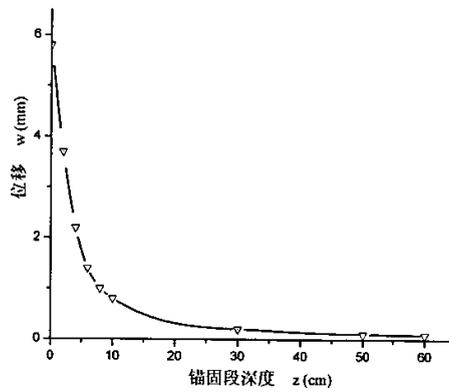


图 3-6 拉力型锚索索体周边位移分布曲线

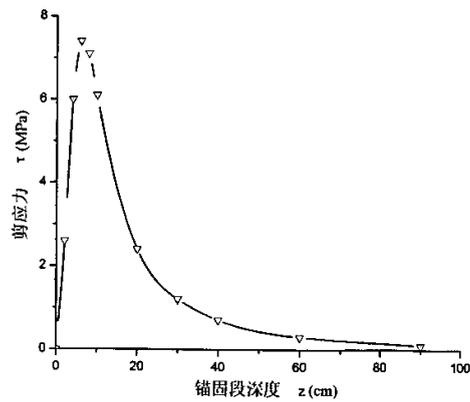


图 3-7 拉力型锚索砂浆体周边剪应力分布曲线

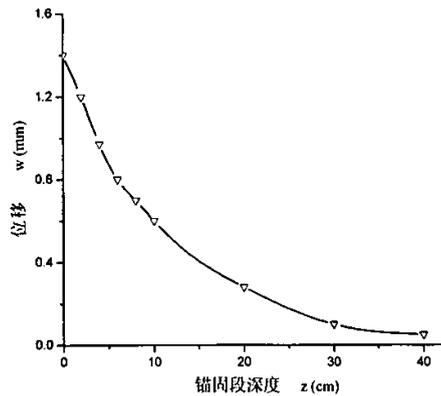


图 3-8 拉力型锚索砂浆体周边位移分布曲线

通过计算和作图可以看出，拉力型锚索的力学分布特点具有以下规律：

1、索体和砂浆体周边剪应力不是均匀分布的，又不是沿全长都受力的，而是以近似双曲线形式分布在一定短距离内的。在锚固段起点附近剪应力集中十分严重，峰值剪应力约为平均剪应力的 8 倍左右，其峰值点在锚固段起点处没有向内移，剪应力随深度的增加衰减迅速，分布范围较小，大部分剪应力都集中在距锚固段起点 20cm 范围内。

2、砂浆体与岩土体界面间的剪应力的分布也是不均匀的。在锚固段起点处剪应力为零，往内剪应力迅速增加，在距起点 12cm 左右达到峰值，从峰值点往内剪应力随深度按负指数形式递减，递减到 90cm 距离后趋近于零。

3、索体周边剪应力的峰值在锚固段起点处，而砂浆体周边剪应力的峰值则在距锚固段起点 12cm 的部位。索体周边剪应力的峰值约为砂浆体周边剪应力的峰值的 30 倍。砂浆体周边剪应力分布范围约为索体周边剪应力分布范围的 3 倍

4、索体周边以及砂浆体周边位移的分布也是不均匀的，均呈负指数形式分布。位移的峰值点均在锚固段起点处，但索体周边位移的峰值较大，为砂浆体周边峰值的 4 倍。二者的位移随深度的增加均迅速递减，分布范围均较小。索体周边的位移大部分分布在距锚固段起点 20cm 范围内，砂浆体周边的位移则大部分分布于距起点 30cm 的范围。砂浆体周边位移分布的区域比索体的范围广，其位移递减的速度比索体缓慢。

以上分析结果与有关文献^[22, 27, 31, 45, 73]结论基本相同，可见，这里对拉力型锚索力学分布规律的分析结果是可信的。

3.2.2 压力型锚索荷载传递规律分析

压力型锚索受力后，荷载由锚头通过锚索传至位于孔深部的承压板，承压板在张拉力的作用下向外挤压其上部浆体，将锚索的张拉力转换为对浆体的挤压

力；浆体依靠其与岩体的粘结作用转移挤压荷载至岩体，从而实现加固作用。由于压力型锚索索体外被套以聚氯乙烯管或 PE 管，锚索与浆体完全被隔离，索体在管中可以自由移动而不与浆体发生粘结作用，因此，压力型锚索受力后内锚固段中的位移及剪应力只发生在注浆体与岩体之间，分析压力型锚索的荷载传递规律，只要分析注浆体与岩体间的力学分布即可。

3.2.2.1 压力型锚索荷载传递规律分析

从压力型锚索的力学传递过程可以看出，压力型锚索其承压板对浆体施加的并非集中力，而是圆盘面积上的均布荷载。现以承压板中心为坐标原点建立如(图 3-9)所示的空间直角坐标系，设承压板半径为 a ，锚索的张拉力为 P_0 ，承压板所产生的均布荷载为 q ，且有 $q = P_0/\pi a^2$ ，将注浆体—岩体系统视为综合弹性模量为 $E = (E_g E_R / E_g + E_R)$ 的完全弹性各向同性均质体，在公式(3-3)的第二式和公式

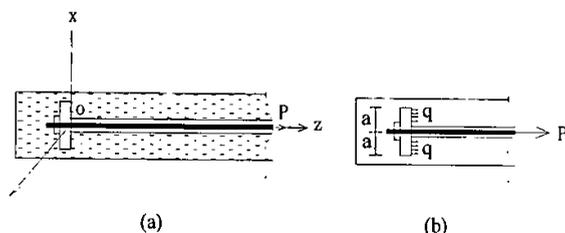


图 3-9 压力型锚索力学分析模型

(3-4)的第三式中分别以 $2\pi r dr \times q$ 代替 P ， h 代替 z ， $r^2 + h^2$ 代替 R^2 ，则可得到承压板正下方距承压板距离为 h 圆形区域内任一点的位移及应力微分表达式为：

$$\left. \begin{aligned} dw &= \frac{r dr \times q}{4E} \cdot \frac{1+\mu}{1-\mu} \cdot \left[\frac{3-4\mu}{(r^2+h^2)^{3/2}} + \frac{h^2}{(r^2+h^2)^{5/2}} \right] \\ d\sigma_z &= -\frac{r dr \times q}{4} \cdot \frac{1}{1-\mu} \cdot \left[\frac{(1-2\mu)h}{(r^2+h^2)^{3/2}} + \frac{3h^3}{(r^2+h^2)^{5/2}} \right] \end{aligned} \right\} \quad (a)$$

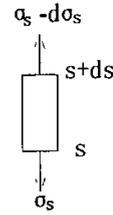
将(a)式两端积分，则有：

$$\left. \begin{aligned} w &= \frac{q}{4E} \cdot \frac{1+\mu}{1-\mu} \cdot \left[\int_0^a \frac{3-4\mu}{(r^2+h^2)^{3/2}} \cdot r dr + \int_0^a \frac{h^2}{(r^2+h^2)^{3/2}} \cdot r dr \right] \\ \sigma_z &= -\frac{q}{4} \cdot \frac{1}{1-\mu} \cdot \left[\int_0^a \frac{(1-2\mu)h}{(r^2+h^2)^{3/2}} \cdot r dr + \int_0^a \frac{3h^3}{(r^2+h^2)^{5/2}} \cdot r dr \right] \end{aligned} \right\} \quad (b)$$

将 $q = P_0/\pi a^2$ 代入(b)式, 经推导得:

$$\left. \begin{aligned} w &= \frac{P_0}{4\pi a^2 E} \cdot \frac{1+\mu}{1-\mu} \cdot \left(\frac{(3-4\mu)a^2 + (2-4\mu)h^2}{\sqrt{a^2+h^2}} - (2-4\mu)h \right) \\ \sigma_z &= \frac{P_0}{4\pi a^2} \cdot \left[\frac{(1-2\mu)a^2 h}{(1-\mu)(a^2+h^2)^{3/2}} + \frac{2h^3}{(a^2+h^2)^{3/2}} - 2 \right] \end{aligned} \right\} \quad (c)$$

这里求出的是位于承压板中心正下方任一点的位移及应力, 考虑到工程实际中注浆体面积较小, 因此, 可以近似认为位于承载板正下方 z 坐标轴上的位移及应力就是该处注浆体截面上的平均位移及应力。现在锚固段 $z=s$ 处取一微分段 ds , 设微分段周边的剪应力



为 τ_s , 在 s 截面上的应力为 σ_s , 在 $s+ds$ 截面处的应力为 $\sigma_s - d\sigma_s$, 对该微段建立力学平衡方程则有:

$$[(\sigma_s - d\sigma_s) - \sigma_s] \cdot \pi r_g^2 = \tau_s \cdot 2\pi r_g ds \quad (d)$$

即为:

$$r_g d\sigma_s = -2\tau_s ds \quad (e)$$

则微分段周边的剪应力可表示为:

$$\tau_s = -\frac{r_g}{2} \cdot \frac{d\sigma_s}{ds} \quad (f)$$

由式(c)可知:

$$\frac{d\sigma_s}{ds} = \frac{P_0}{4\pi} \cdot \left[\frac{(1-2\mu)(a^2+s^2) - 3s^2}{(1-\mu)(a^2+s^2)^{5/2}} + \frac{6s^2(a^2+s^2) - 6s^4}{a^2(a^2+s^2)^{5/2}} \right] \quad (g)$$

将(g)式代入(f)式则可得 $z=s$ 处注浆体周边的剪应力 τ_s 为:

$$\tau_s = -\frac{(1-2\mu)(a^2+4s^2)P_0r_g}{8\pi(1-\mu)(a^2+s^2)^{5/2}} \quad (h)$$

因为前面近似认为位于承载板正下方 z 坐标轴上的位移就是该处注浆体截面上的平均位移, 所以, 锚固段在 z 位置处周边位移就是式(c)中的位移 w , 故注浆体周边的位移及剪应力就可表示为:

$$\left. \begin{aligned} w_z &= \frac{P_0}{4\pi a^2 E} \cdot \frac{1+\mu}{1-\mu} \cdot \left[\frac{(3-4\mu)a^2 + (2-4\mu)z^2}{(a^2+z^2)^{1/2}} - (2-4\mu)z \right] \\ \tau_z &= -\frac{(1-2\mu)(a^2+4z^2)P_0r_g}{8\pi(1-\mu)(a^2+z^2)^{5/2}} \end{aligned} \right\} \quad (3-17)$$

3.2.2.2 算例:

压力型锚索, $a=0.05m$, $r_g=0.065m$, $\mu_g=0.167$, $E_g=2.4 \times 10^4 MPa$,

$E_r=2 \times 10^3 MPa$, $\mu_r=0.31$, $P_0=600KN$ 。

用上面推导出的公式计算压力型锚索张拉后注浆体-岩体界面上的应力及位移, 可得出它们的分布曲线, 见(图 3-10)和(图 3-11)。

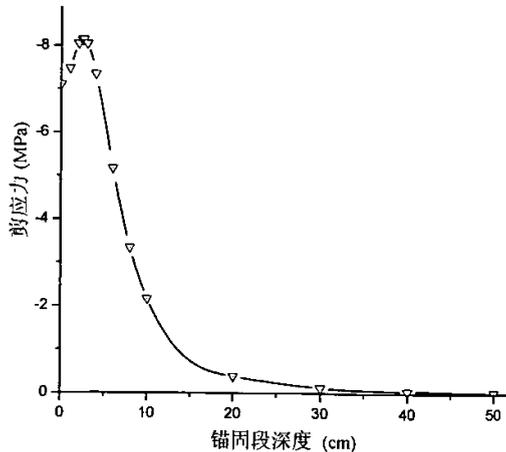


图 3-10 压力型锚索注浆体周边剪应力分布曲线

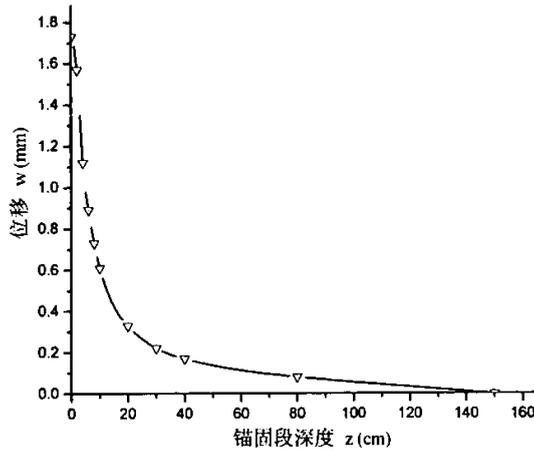


图 3-11 压力型锚索注浆体周边位移分布曲线

通过计算和作图可以看出，压力型锚索的力学分布特点具有以下规律：

1、从承载板位置开始向外，砂浆体与岩土体界面上的剪应力及位移沿锚固段长度上的分布是不均匀的，基本上以双曲线形式进行迅速衰减，它们的分布区域十分集中，大部分分布在距承载板 40cm 范围里。剪应力在起点处较大，在距起点 5cm 位置处达到峰值，其峰值剪应力为平均剪应力的 5 倍左右。峰值点后应力迅速衰减，15cm 后应力衰减变缓，此后继续递减并逐渐趋近于 0。砂浆体与岩土体界面上的位移，在起点处为峰值状态，沿锚固段向外迅速衰减，在 20cm 位置处衰减变缓，此后继续衰减并逐渐趋近于 0。

2、压力型锚索其锚固段砂浆体的受力形式与拉力型锚索不同。压力型锚索的预应力通过承载板传递给砂浆体的是压应力，而不是拉应力。因为混凝土抗压强度远大于抗拉强度，所以，将施加给混凝土的拉应力转换为压应力形式，避免了注浆体过早拉裂破坏，从而增大了注浆体所能提供的抗拔力，提高了锚索的锚固能力。另外，二者的施力点不同，压力型锚索的预应力是通过承载板施加在锚固段深部，而拉力型锚索的预应力则施加在锚固段起点处。与拉力型锚索比较，压力型锚索的锚固形式更显安全可靠。因此，压力型锚索的锚固能力显著提高。

3.2.3 荷载分散型锚索力学传递规律分析

荷载分散型锚索是以拉、压不同作用形式的组合将施加给锚索的预应力分散在整个锚固段上，因此，它的力学传递机制远比单一拉力或压力型锚索复杂得多，且因锚索设计参数选取的不同其力学分布形式有较大差异。所以，研究荷载分散型锚索的荷载传递机制，不能象拉力或压力型锚索那样，建立统一的力学模型利用弹性力学的理论进行定量分析，它只能就具体的锚索设计形式，利用单一拉力

和压力型锚索的分析结果进行叠加来定性分析锚索的力学分布。下面就对几种荷载分散型锚索的实例,利用前面的分析结果,作出锚索的位移及应力的分布曲线。

3.2.3.1 拉力分散型锚索荷载传递规律

算例:两单元拉力分散型锚索,锚索的加固力 $P = 600KN$, 每单元分担的加固力为 $300KN$, 每单元由两根钢绞线组成,有粘结段长度为 $0.5m$, 单元间距为 $0.5m$, 钢绞线平均半径 $r_s = 7.5mm$, $E_s = 1.96 \times 10^5 MPa$, $r_g = 0.065m$, $\mu_g = 0.167$, $E_g = 2.4 \times 10^4 MPa$, $E_r = 2 \times 10^3 MPa$, $\mu_r = 0.31$ 。

利用 3.2.1 节求出的拉力型锚索的剪应力、位移公式 (3-14) 和 (3-16), 将以上数据代入叠加, 求出沿锚固段长度方向剪应力及位移分布曲线如下:

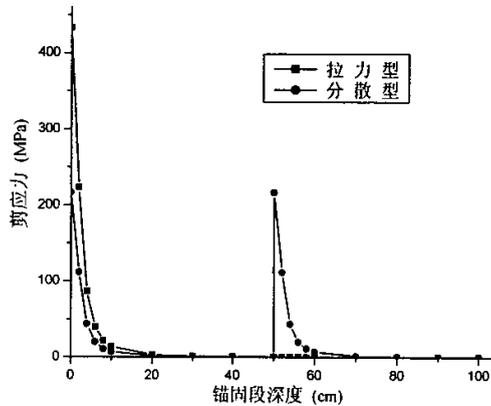


图 3-12 拉力分散型锚索索体周边剪应力分布曲线

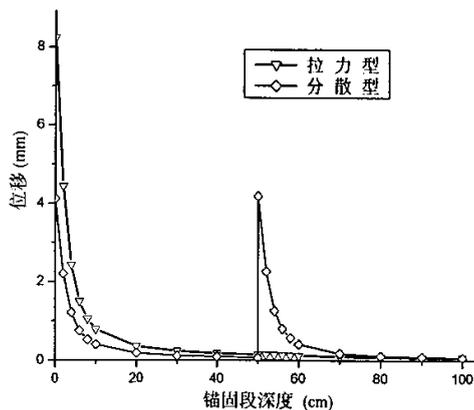


图 3-13 拉力分散型锚索索体周边位移分布曲线

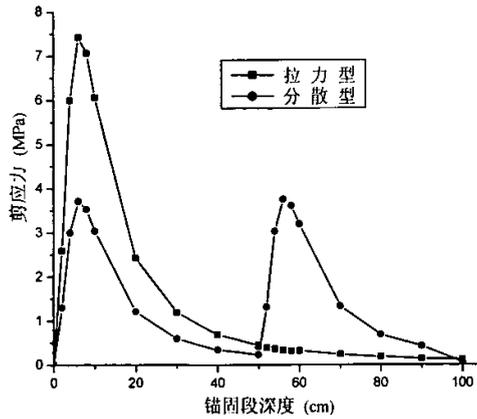


图 3-14 拉力分散型锚索锚固段周边剪应力分布曲线

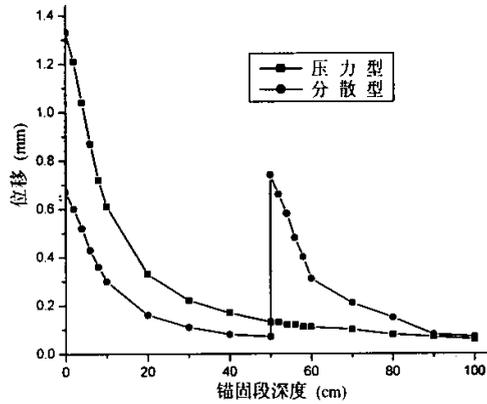


图 3-15 拉力分散型锚索锚固段周边位移分布曲线

通过计算和作图可以看出，拉力分散型锚索可以把拉力型锚索内锚固段上部十分集中的拉应力较为均匀地分散在整个锚固段内，相应提高了锚索的抗拔力。但这种锚索在每个单元内，锚索粘结段起点附近的应力及位移仍然较为集中，锚固段受到的依然是与拉力型锚索一样的拉应力，仅仅是应力的峰值从 400MPa 和 8MPa 降低到 200MPa 和 4MPa；位移的峰值从 8mm 和 13mm 降到 4mm 和 0.7mm。

3.2.3.2 压力分散型锚索荷载传递规律

算例：两单元压力分散型锚索，锚索的加固力 $P = 600\text{KN}$ ，每单元分担的加固力为 300KN，单元间距为 0.5m，每单元由两根钢绞线组成，钢绞线半径 $r_s = 7.5\text{mm}$ ，承压板半径 $a = 0.05\text{m}$ $E_s = 1.96 \times 10^5 \text{MPa}$ ， $r_g = 0.065\text{m}$ ， $\mu_g = 0.167$ ， $E_g = 2.4 \times 10^4 \text{MPa}$ ， $E_r = 2 \times 10^3 \text{MPa}$ ， $\mu_r = 0.31$ 。

利用 3.2.2.1 节求出的压力型锚索的剪应力、位移公式 (3-17)，将以上数据

代入叠加，求出沿锚固段长度方向不同位置处的剪应力及位移值，然后作图则可得到锚索的剪应力及位移分布曲线如下：

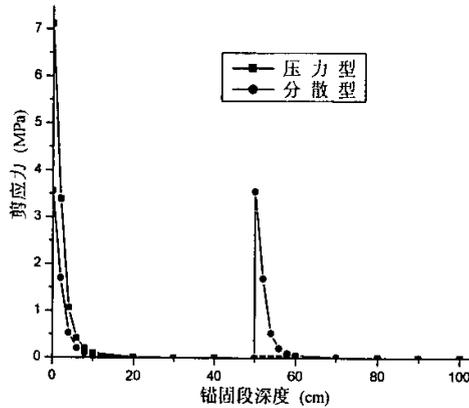


图 3-16 压力分散型锚索剪应力分布曲线

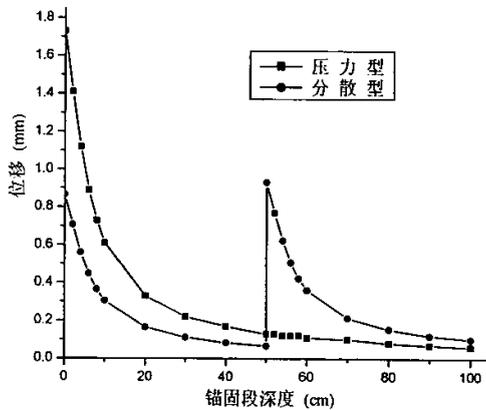


图 3-17 压力分散型锚索位移分布曲线

通过计算和作图可以看出，压力分散型锚索同拉力分散型锚索一样，应力和位移在整个锚固段上的分布较为均匀，在锚固长度不增加的条件下，剪应力和孔周边位移相对压力型锚索减少一半。它不同于拉力型锚索是把对注浆体的拉力转换为压力，充分发挥了浆体抵抗破坏的能力（浆体抗压强度远远大于抗拉强度），它既具有压力型锚索的优点，又具有将荷载较为均匀地分布在整個锚固段上的特性，因此，它是一种受力机理合理，应用于软土粘结力弱，抗剪强度小条件的锚索类型。

3.2.3.3 拉压分散型锚索荷载传递规律

算例：两单元拉压分散型锚索，锚索的加固力 $P = 600\text{KN}$ ，每单元分担的加固力为 300KN ，单元间距为 1.0m ，有粘结段长度为 0.5m ，每单元由两根钢绞线

组成，钢绞线半径 $r_s = 7.5\text{mm}$ ，承压板半径 $a = 0.05\text{m}$ $E_s = 1.96 \times 10^5 \text{MPa}$ ，
 $r_g = 0.065\text{m}$ ， $\mu_g = 0.167$ ， $E_g = 2.4 \times 10^4 \text{MPa}$ ， $E_r = 2 \times 10^3 \text{MPa}$ ， $\mu_r = 0.31$ 。

由于拉压分散型锚索其拉力段和压力段所分担的加固力一般说并不相同，因此，在分析前，必须算出这两个力的具体数值。承载板的受力情况见 (图 3-18)，

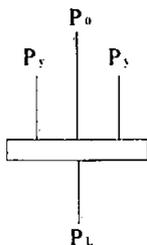


图 3-18 拉压分散型锚索承载板受力情况示意图

其中，锚索张拉力为 P_0 ，承压板对上部浆体产生的压力为 P_y ，下部浆体中钢绞线所产生的拉力为 P_l ，现假设承压板附近浆体在上述三力的作用下，上、下部分单位长度浆体所产生的位移分别为 ΔS_u 和 ΔS_D ，根据变形协调原理有：

$$\Delta S_u = \Delta S_D \quad (\text{a})$$

注浆体可视为杆状体，根据 $\Delta l = Pl/(EA)$ 知，与承压板上部接触部位附近单位长度锚固体所产生的位移量为：

$$\Delta S_u = \frac{P_y}{E_u A_u} \quad (\text{b})$$

由于钢绞线在上部锚固段单元中与注浆体隔离呈无粘结状态，故本单元锚固段可视为由注浆体-岩体组成弹性模量为 E_u 的复合体。其 $E_u = E_r E_g / (E_r + E_g)$ ， A_u 为锚固体（浆体与索体的复合体）截面积减去锚索的截面积。

同理知，与承载板下部接触部位附近单位长度浆体所产生的位移为：

$$\Delta S_D = P_l / (E_D A_D) \quad (\text{c})$$

由于钢绞线在下部锚固段中与浆体发生粘结，故下部锚固体可视为由岩体-

浆体-钢绞线所组成的复合体，其 $E_D = E_r E_s E_g / (E_r E_s + E_r E_g + E_g E_s)$ ， A_D 为锚固体（浆体与索体的复合体）的截面积。

由(a)、(b)和(c)三式可得：

$$P_y / (E_u A_u) = P_l / (E_D A_D) \tag{d}$$

将(d)式变形，可得：

$$\frac{P_y}{P_l} = \frac{E_u A_u}{E_D A_D} = \frac{A_u (E_r E_s + E_r E_g + E_g E_s)}{A_D (E_r E_s + E_g E_s)} \tag{e}$$

由(e)式则可求出拉力和压力分别为：

$$P_l = \frac{A_D (E_r E_s + E_g E_s) P_0}{A_u E_r E_g + (A_u + A_D) (E_r E_s + E_g E_s)} \tag{3-18}$$

$$P_y = \frac{A_u (E_r E_s + E_r E_g + E_g E_s) P_0}{A_u E_r E_g + (A_u + A_D) (E_r E_s + E_g E_s)} \tag{3-19}$$

利用式(3-18)和(3-19)求出 P_l 和 P_y ，再将它们和实例中的参数代入 3.2 节中的剪应力、位移公式(3-16)和(3-17)中进行计算，然后经叠加运算，则求出沿锚固段长度方向不同位置处的剪应力及位移值，描点作图则可得到锚索的剪应力及位移分布曲线如下：

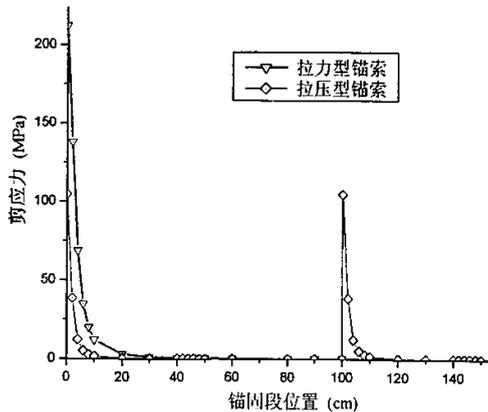


图 3-19 拉压分散型锚索索体周边剪应力分布曲线

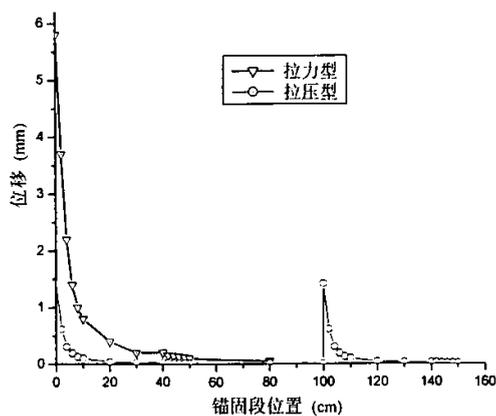


图 3-20 拉压分散型锚索索体周边位移分布曲线

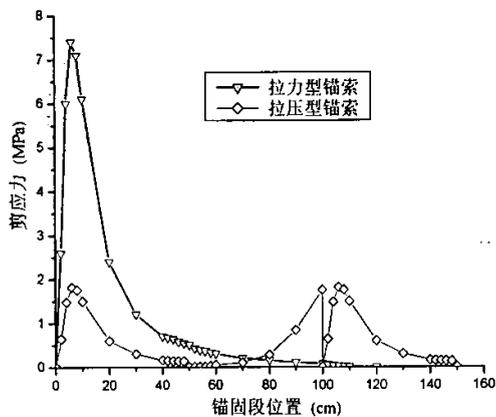


图 3-21 拉压分散型锚索注浆体周边剪应力分布曲线

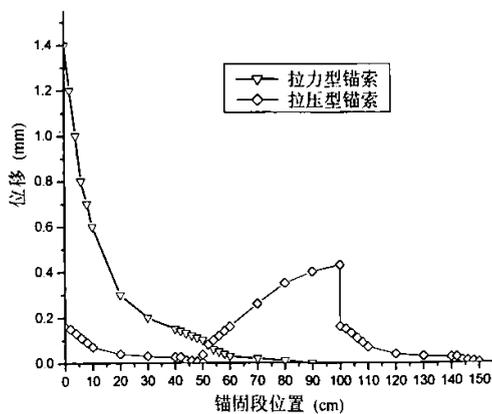


图 3-22 拉压分散型锚索注浆体周边位移分布曲线

通过计算和作图可以看出,拉压分散型锚索力学分布具有以下特点:

1、分布在内锚固段中的应力及位移的峰值,均比拉力型锚索减少了 2~4 倍。索体周边剪应力的峰值由 200Mpa 减小到 80Mpa,位移的峰值由 5.8mm 减小到 1.6mm;注浆体与岩土体界面的峰值剪应力,由 7.5Mpa 降到 1.9Mpa,峰值位移由 1.4mm 降到 0.5mm。

2、内锚固段应力及位移的分布范围扩大。索体周边应力及位移的分布范围由拉力型锚索的 50mm 扩大到 160mm;浆体与岩土体界面的应力及位移的分布范围由 60mm 增加到 160mm。内锚段中的应力及位移分布更加均匀。

3、索体周边分布的应力及位移比注浆体界面的大,且比注浆体界面分布的均匀性差。

可见,拉压分散型锚索它集中了拉力分散和压力分散型锚索的优点于一体,因此,它能供比其它类型锚索更大而可靠的锚固力,是一种更为有效的锚固方式。

3.3 锚索预应力在岩土体中的传递规律

锚索预应力通过两种途径在岩土体中进行传递以实现加固作用:一是通过锚头压紧岩土体,其次是通过索体与浆体的粘结作用将预应力传递给锚固段周边的岩土体。其中,通过索体传递的力学分布形式,可利用前面锚索内锚固段力学分析结果,将公式中的半径值替换为距离值,再代入相应的岩土体力学参数即可。下面仅分析预应力通过锚头压紧岩土体的力学效应。

3.3.1 锚头预应力在岩土体中的传递规律分析

锚头预应力通过锚墩压紧岩土体的作用类似于空间半无限体边界受均布荷载作用的情形,但由于空间半无限体在均布荷载作用下其体内任一点的力学分布公式在推导过程中遇到积分上的困难,目前只能通过数值积分的方法得到一些离散点上的值,这对于力学分布规律的分析十分不便。因此,可考虑将锚头压紧岩体的作用简化为空间半无限体受集中力作用的情形。研究^[66]表明,这样简化并不显著影响分析结果的精度。因此,研究锚头预应力在岩土体中的力学传递,可直接引用 3.1.3 节空间半无限体边界受集中力作用的分析结果。

由 3.1.3 节 (3-10) 第三式和 (3-9) 第三式,可知在锚头预应力作用下岩土体中任一点的应力及位移为:

$$\sigma_z = -\frac{3Pz^3}{2\pi R^5} \quad (a)$$

$$w = \frac{(1+\mu)P}{2E\pi R} \left[\frac{z^2}{R^2} + 2(1-\mu) \right] \quad (b)$$

将式中 R 换为 $\sqrt{r^2+z^2}$, r 为体内任一点距集中力作用点的水平距离, 并令式 (a) 和 (b) 分别等于应力常数 k_1 和位移常数 k_2 , 则有:

$$\sigma_z = -\frac{3Pz^3}{2\pi(r^2+z^2)^{\frac{5}{2}}} = k_1 \quad (3-20)$$

$$w = \frac{(1+\mu)P}{2E\pi(r^2+z^2)^{\frac{3}{2}}} \left[\frac{z^2}{r^2+z^2} + 2(1-\mu) \right] = k_2 \quad (3-21)$$

然后赋给 k_1 和 k_2 以不同的值, 求出各个数值下 r 与 z 的关系, 即可得到在锚头预应力作用下岩土体内关于相应应力值 k_1 及位移值 k_2 分布的等值线 (k_1 、 k_2 的取值范围分别在 σ_z 和 w 的值域内)。

3.3.2 算例

锚索加固力 $P_0 = 600KN$, 岩体 $E_r = 2 \times 10^3 MPa$, $\mu_r = 0.31$, 现分析应力及位移在岩体中分布的特征曲线。

不妨令 $k_1 = -1, -0.5, -0.1MPa$, $k_2 = 0.1, 0.05mm$, 首先分析 $k_1 = -1MPa$, $k_2 = 0.1mm$ 情况下的应力及位移的等值线。

将原始数据和常数 $k_1 = -1$ 和 $k_2 = 0.1$ 分别代入式 (3-20) 和 (3-21) 化简后则有:

$$r = \sqrt{0.6066z^{1.2} - z^2}$$

$$\frac{z^2}{(r^2+z^2)^{\frac{3}{2}}} + \frac{1.38}{(r^2+z^2)^{\frac{1}{2}}} = 1.598$$

然后，分别将其他常数代入，求出 $r-z$ 的关系式，最后在以集中力作用点为原点、以集中力方向为 z 轴的柱坐标系中做出应力及位移分布的等值线。由于应力及位移关于 z 轴对称，因此，仅做出 $x-z$ 平面等值线即可。见（图 3-24）。

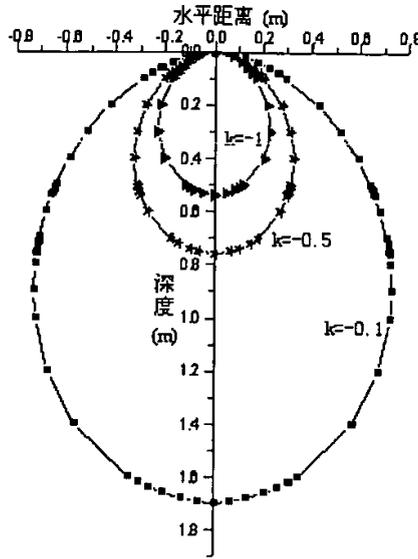


图 3-23 不同应力值 k_1 情况下岩体中等值应力分布图

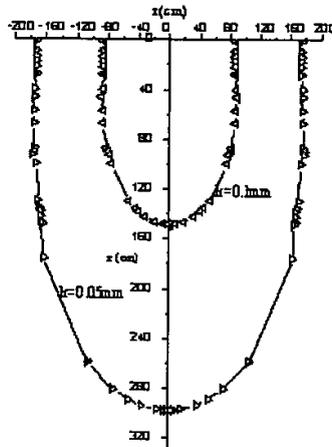


图 3-24 不同位移值 k_2 情况下岩体中等值位移分布图

令式(3-20)中的半径 r 分别等于 0.6m、1.2m 和 1.8m，令式(3-21)中的半径 r 分别等于 0.4m、0.8m 和 1.2m，经计算则可作出距施力点不同距离处岩体中的应力、位移分布曲线，见（图 3-25）和（图 3-26）：

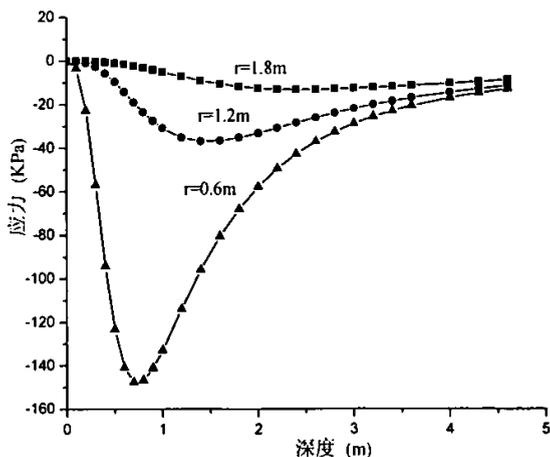


图 3-25 距施力点不同距离处岩体中的应力分布曲线

通过对该实例分析可以看到,锚头预应力在被加固岩体中的传递方式是以施力点为端点的近似椭球状等值面形式(见图 3-23)由内向外呈逐渐衰减趋势分布的,其中接近施力点的上半球近似圆锥状,下半球则近乎球状。通常所说的压力锥体^[52, 54, 55]在这里得到了较好验证。观察(图 3-23)可以看出,上半部等值面顶点

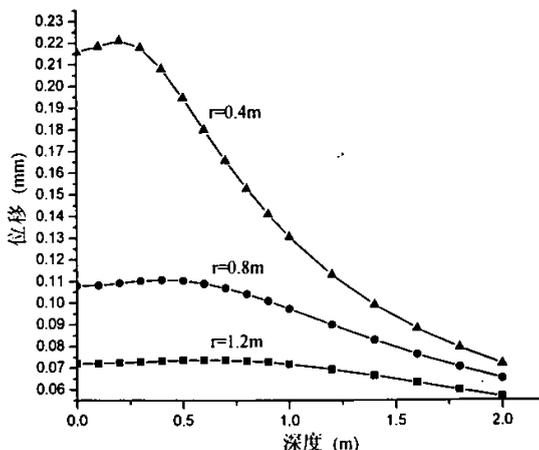


图 3-26 距施力点不同距离处岩体中的位移分布曲线

与椭球面短半轴两 endpoint 连线的夹角接近 90° , 也这就是说锚索施加的预应力按照近似于夹角为 90° 的压力锥体在岩土体中分布。压力锥体能量化表达出来对锚索的设计是极为重要的, 因为通过它就能较为准确合理地确定出锚索的设计间距。

位移等值面在岩体中的分布形式（见图 3-24）与应力不同，它不经过原点，而是与岩体表面相交，也就是说预应力在岩体表面所产生的位移不为零，在施力点处最大，往远处逐渐衰减为零，位移等值面的形状近似为半椭球面，位移由内向外逐渐减小。

在距施力点不同距离处岩体中的应力及位移的分布（见图 3-25 和图 3-26）具有以下特点：应力在岩体表面位置处为 0，往内不断增加达到峰值，然后开始逐渐衰减直至为 0，距离施力点越远，应力分布曲线越平缓。位移则在岩体表面位置处分布较大而不为零，往内不断增大达到峰值，然后开始逐渐衰减直至为 0，距离施力点越远，位移分布曲线越平缓。

3.4 本章小结

本章运用弹性力学的空间半无限体理论，首先推导出半无限体柱状孔洞内受集中力以及均布载荷作用时其位移及应力的通解，并利用结论，对拉力型锚索和压力型锚索的力学模型进行分析，分别求出了二者位移和应力沿索体以及注浆体周边分布的表达式。然后以此为基础，对荷载分散型锚索的力学分布特点进行了深入分析。最后，利用空间半无限体理论，对锚头预应力在岩土体中的传递规律进行了研究，证实了压力锥体的存在，分析出了在预应力作用下岩土体中应力及位移的分布形式，并给出了其相应的表达式。通过本章的理论分析和推导，预应力锚索的力学分布规律得到了定量化表示，为进一步研究锚索的设计计算问题提供了理论基础。

第四章 锚索预应力传递规律现场试验及数值模拟分析

4.1 前言

前面用理论分析的方法对预应力锚索的荷载传递规律进行了分析,推导出了大量的关于锚索力学分布的计算公式,这些公式无疑对锚固工程的设计与计算有着重要的指导意义。但由于岩土体性质以及荷载传递过程的复杂性,理论分析中所采用的力学模型尚难与真实情况完全一致,因此,在分析过程中不可避免地引用了理想化的假设和前提条件,这些都会对分析结果造成偏差甚至错误。为了验证理论分析结果的真实性和可靠性,我们在常张高速公路边坡防护过程中进行了锚索的现场试验,并在室内进行了锚索传力机制的数值模拟分析。

4.2 锚索预应力在岩体中传递规律的现场试验研究

4.2.1 试验内容

(1) 锚索预应力在岩土体中的传递规律:在锚孔周围岩体中埋设应变计,通过对岩体中各点应变的监测而间接分析应力传递规律。

(2) 锚索施加预应力后岩体轴向位移的变化规律:通过在锚孔周围岩体中埋设多点位移计来进行观测。

4.2.2 试验边坡地质概况

试验地点在湖南慈利县沙刀湾常-张高速公路 K123+160~K123+369 右边坡。该边坡位于走向 SN40° 左右的长条形山丘,坡面宽度 230m,坡顶高程 196.2m,坡脚最低标高 120m,高差 76m,自然山坡坡比 1:1.16,该山丘两侧冲沟最低标高为 117m。该坡面与岩层倾向属于逆向坡,风化层上厚下薄,属于强风化页岩边坡。坡面岩层覆盖层为块石质土,厚度 0.8~2.5m,岩石内摩擦系数为 0.5,容许承载力为 300KPa。坡面下部为硅化页岩,泥质结构,中薄层状构造,陡倾角,裂隙较发育,岩石较坚硬,脱水后沿层理面或劈理面断裂。坡面地层岩性从上至下依次为:第四系风化坡积层残余砂质粘土,0~5m;志留系薄到中厚层状页岩,钙泥质胶结,节理裂隙发育;上部 7~16.7m 厚度为强风化层,透水性较好,下部 16.7~26m,为中风化层,26m 以下为弱风化层,透水性较差。坡面岩层为单斜构造,有扭曲现象,产状变化大,X 组节理裂隙发育,强风化层大部分被切割成方块状。该边坡开挖后无地表水系,地下水为基岩裂隙水^[71]。

4.2.3 试验仪器及测点埋设概况

本次试验的主要目的是要观察锚索在施加预应力后应变在岩体内部的分布规律以及预应力施加后岩体沿锚孔轴向上的位移分布形式,观测锚索为为 2-4-A 和 2-9-B 两个,其锚固力均为 600KN,二者分别位于二级平台左右两侧,观测在每个锚索一边分别布设 3 个观测孔,位移观测在每个试验锚索旁边布设 1 孔。测量仪器均采用长沙金码公司生产的检测仪器,应变量测选用 ZX-215A 型弦式数码应变计(图 4-1),分辨率 $1\mu\varepsilon$,最大量程 $\pm 1500\mu\varepsilon$ 。位移量测选用 JML-6110D 型位移计(见图 4-2),最大量程 100mm,分辨率 0.01mm。观测仪器为 JMZX-3006 智能振弦数码检测仪见(图 4-3)。

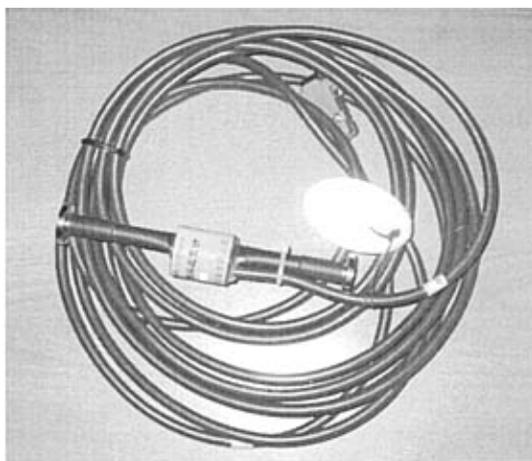


图 4-1 ZX-215A 型弦式数码应变计



图 4-2 JML-6110D 型多点位移计



图 4-3 JMZX-3006 智能振弦数码检测仪

仪器布设与连接形式见(图 4-4)。应变测孔布设在工作锚孔一侧与工作锚孔平行, 每个试验锚索旁设 3 孔, 深度各不相同, 水平间距为 0.6m, 在每眼测孔中的不同深度共埋设应变测点 5 个, 每测点具体位置与应变计编号见(图 4-5)。位移测孔位于工作锚孔另一侧, 距工作锚孔水平距离 0.8m, 孔深 30m, 比工作锚孔超深 0.5m, 在孔内不同深度共埋设位移计 6 个, 各位移计布设位置及编号见(图 4-6)。



图 4-4 试验锚索检测仪器布设情况图

4.2.4 试验原始记录数据

对应变及位移的观察是在锚索施加预应力后即刻进行的,每天分早上和下午两次连续观察5天,早上观察环境气温平均为27°C,下午为39°C,平均温差12°C,观察得到的原始数据见表4-1~4-3。表4-1和4-2分别为编号2-4-A测试锚索以及2-9-B测试锚索的应变观察数据,表4-3为位移观察数据。表中符号以拉伸方向为正,压缩方向为负;应变(位移)计编号前三位表示观测锚索的编号,第四位表示观测孔编号(每个试验锚索位移观察孔只布置一个,故位移计编号没有这一项),最后六位表示应变(位移)计出厂原始编号。另外,环境温度对测试仪器精度所造成的影响,已经智能检测仪自动进行了校正。

表4-1 2-4-A测点应变计观察数据记录表

应变计编号	各组应变观察值							
	1	2	3	4	5	6	7	8
2-4-A-1-202379	-79	-89	-141	-88	-145	-144	-182	-110
2-4-A-1-202374	-83	-98	-143	-89	-168	-168	-186	-116
2-4-A-1-202340	-12	-15	-20	-17	-23	-21	-25	-21
2-4-A-1-202332	-11	-11	-14	-12	-15	-14	-16	-13
2-4-A-2-202373	-7	-11	-23	-8	-30	-20	-31	-14
2-4-A-2-202320	-20	-29	-45	-29	-52	-45	-55	-38
2-4-A-2-202325	-14	-15	-19	-15	-21	-18	-21	-16
2-4-A-2-202321	-7	-7	-7	-7	-7	-7	-7	-7
2-4-A-2-202322	5	5	5	5	5	5	5	5
2-4-A-3-202330	21	21	16	19	14	13	11	12
2-4-A-3-202331	-10	-10	-10	-10	-11	-11	-11	-11
2-4-A-3-202352	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4
2-4-A-3-202336	4	5	2	5	3	4	3	5
2-4-A-3-202327	3	3	3	3	4	4	4	4

表4-2 2-9-B测点应变计观察数据记录表

应变计编号	各组应变观察值							
	1	2	3	4	5	6	7	8
2-9-B-1-202386	0	-4	-1	-4	-7	-8	-7	-7
2-9-B-1-202376	-4	-6	-4	-6	-7	-10	-9	-10
2-9-B-1-202387	0	0	1	0	1	1	2	2
2-9-B-1-202334	0	0	0	1	1	0	1	1
2-9-B-2-202367	20	30	25	35	33	31	27	30
2-9-B-2-202384	119	106	118	103	103	93	101	92
2-9-B-2-202372	58	57	58	57	57	57	59	57

应变计编号	各组应变观察值							
	1	2	3	4	5	6	7	8
2-9-B-2-202366	-8	-9	-8	-9	-8	-9	-8	-8
2-9-B-2-202375	12	11	12	10	10	9	11	8
2-9-B-3-202328	97	113	102	120	113	116	100	115
2-9-B-3-202324	-33	-33	-31	-34	-32	-35	-32	-35
2-9-B-3-202335	-17	-17	-17	-17	-17	-17	-17	-17
2-9-B-3-202333	54	45	55	45	47	40	48	41
2-9-B-3-202319	12	11	11	11	11	11	11	11

表 4-3 位移计观察数据记录表

位移计编号	位移观察值							
	1	2	3	4	5	6	7	8
2-4-A-636087	-0.36	-0.19	-0.13	-0.19	-0.09	-0.12	-0.08	-0.11
2-4-A-636088	-0.22	-0.14	0.08	-0.09	0.00	0.02	0.10	-0.03
2-4-A-636094	0.17	0.13	0.27	0.28	0.25	0.35	0.35	0.33
2-4-A-636119	0.27	0.32	0.49	0.39	0.44	0.55	0.40	0.46
2-9-B-636084	-0.25	-0.12	-0.22	-0.08	-0.11	0.01	-0.04	-0.01
2-9-B-636089	-0.11	0.02	-0.1	0.02	0.01	0.03	0.03	0.01
2-9-B-636090	0.01	0.29	0.12	0.32	0.36	0.44	0.38	0.48
2-9-B-636120	0.03	0.32	0.16	0.35	0.36	0.48	0.39	0.53

4.2.5 试验数据分析与结论

根据观察数据表(4-1)~(4-3),分别做出岩体中的应变及位移沿深度分布的曲线。图(4-7)~(4-9)和图(4-10)~(4-12)分别为2-4-A和2-9-B工作锚在距其距离分别为0.6m、1.2m和2.0m位置上应变沿深度的分布曲线,(图4-13)和(图4-14)则分别为2-4-A和2-9-B工作锚在距其距离为0.8m位置上岩体位移沿锚孔轴向上的分布。由于应力同应变具有相同的分布形式,所以通过对应变分布曲线的观察和分析,就可以判断出应力的分布规律。由图(4-7)~(4-12)可以看出,两工作锚周边岩体中的应变沿深度的分布曲线基本一致,遵循压应变(为负值)随深度增加由小到大增至峰值,然后逐渐衰减为0,这种分布形式与第三章理论推导出的(图3-25)距施力点不同距离处岩体中的应力分布曲线形式基本相同,

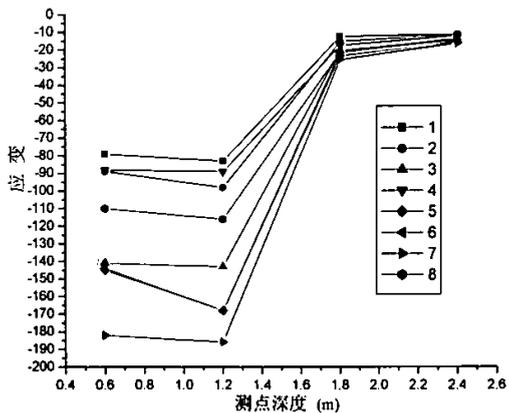


图 4-7 2-4-A-1 测孔应变分布图

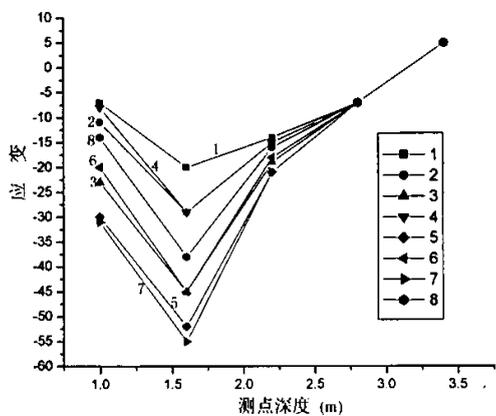


图 4-8 2-4-A-2 测孔应变分布图

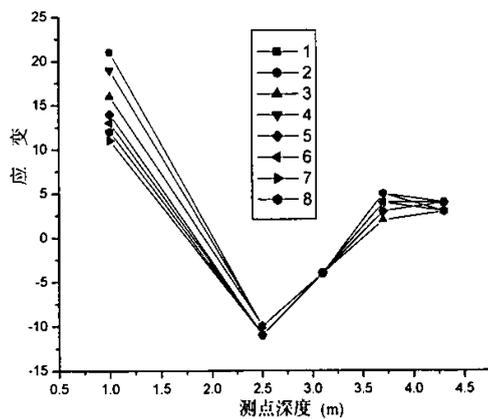


图 4-9 2-4-A-3 测孔应变分布图

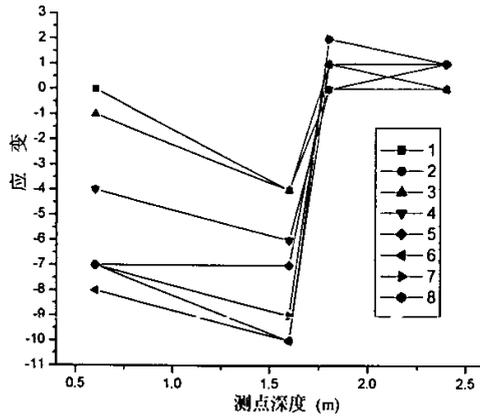


图 4-10 2-9-B-1 测孔应变分布图

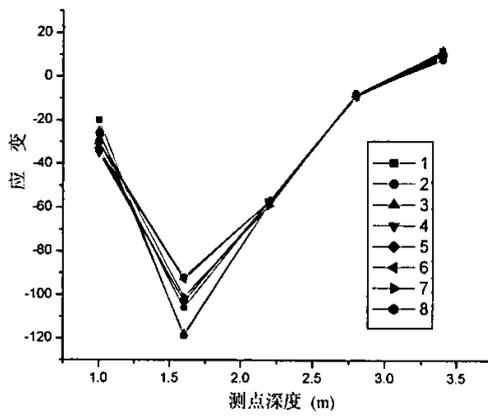


图 4-11 2-9-B-2 测孔应变分布图

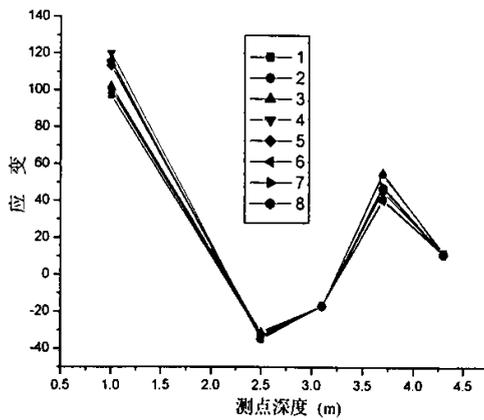


图 4-12 2-9-B-3 测孔应变分布图

现场试验结果与理论分析结果一致,这说明了锚索施加预应力后岩体中的应力分布确实遵循这一规律,同时也证明了第三章关于应力在岩体中的分布机制的理论

分析的正确性。

(图 4-9)和(图 4-12)中应变在第一个测点处都不同程度上出现了拉应变,这可能是由于测孔距工作锚距离较远(已达 2.0m),压应力分布范围小于测控距离,岩体中单位面积上的下滑应力值已超过压应力的大小,所以造成该位置处的岩体产生一定程度上的拉应变,这从另一方面也说明了第三章关于岩体中应力等值线的分布形式(见图 3-23)结论的正确性。按应力等值线的分析结果,压应力以锚头为顶点在岩体中形成夹角大致为 90° 的压力锥体,锥体由内至外应力由大变小,这里第一个测点已距工作锚孔较远,应处于压应力较小的锥形等值面中。这一点说明尽管施加了锚索加固,但是坡面上一定范围内和深度内仍然存在拉应变,可能浅层滑移或坍塌。这就是我们为什么要采用锚索加锚杆加固边坡的原因所在。另外,从图中可看出,无论是应变观察值还是位移观察值,其离散程度均较大,这可能主要是边坡岩体受温度影响所致,因为每天两次观察是在早上和下午进行的,两次观察环境温差平均高达 12°C ,所以环境气温对观察数据造成了一定程度上的影响,但这对应变及位移沿不同深度的分布趋势并不造成较大影响。

图(4-13)和图(4-14)分别为距 2-4-A 和 2-9-B 工作锚距离为 0.8m 处岩体中的位移沿深度的分布曲线,从图中可看出在 5-10m 深度位移基本为负值,位

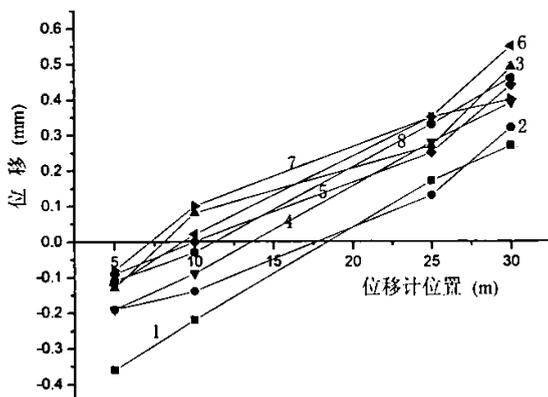


图 4-13 2-4-A 测孔位移分布图

移绝对值从外至内由大变小,说明岩体中产生的压紧效应越来越弱。在 25-30m 范围内,位移为正值,说明岩体在该区域发生了拉伸效应,位移值随深度增加由小变大,说明该区域拉伸效应愈来愈强。由于该工作锚为拉压分散型锚索,锚孔深度为 30m,锚固段长度为 6m,所以在 25-30m 区域属于锚固段范围,位移由小趋大符合实际情况。这一点观测结果要求我们对各锚索的锚固深度应该设计成不

在一个平面上，避免稳定岩层中产生拉裂面。将图（4-13）和图（4-14）与第三章图（3-26）对比可以看出，位移的这种分布趋势与第三章位移沿深度的分

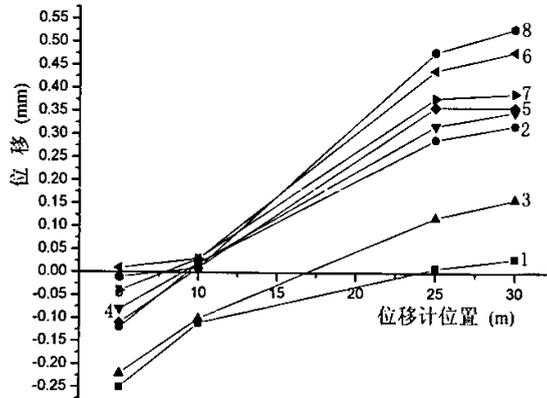


图 4-14 2-9-B 测孔位移分布图

布规律的分析结果基本一致，说明了锚索施加预应力后岩体中的应力分布确实遵循这一规律，同时也证明了第三章关于应力在岩体中的分布规律的理论分析的正确性。

4.3 预应力锚索内锚固段荷载传递规律的数值模拟分析

本节将采用国际著名的有限元分析软件 ANSYS，对预应力锚索加载后的力学分布状态进行分析。

有限元是 20 世纪 50 年代兴起的在连续体力学领域——例如飞机结构的静力和动力特性分析中——应用的一种有效的数值分析方法。与此同时，有限元的通用计算程序作为有限元研究的一个重要组成部分，也随着电子计算机的飞速发展而迅速发展起来。到 20 世纪 70 年代初期，大型通用的有限元分析软件出现了，这些大型通用的有限元软件功能强大，计算可靠，工作效率高，因而逐步成为结构分析中的强有力工具。近 20 多年来，各国相继开发了很多通用程序系统，应用领域也从结构分析领域扩展到各种物理场的分析，从线性分析扩展到非线性分析，从单一场的分析扩展到若干个场耦合的分析。在目前应用广泛的通用有限元分析程序中，美国 ANSYS 公司研制开发的大型通用有限元分析程序 ANSYS 是一个适用于微机平台的大型有限元分析系统，它功能强大，适用领域非常广泛，现在已经广泛应用于航空、航天、电子、汽车、土木工程等各种领域，能够满足各行业对有限元分析的需要^[72]。

运用有限元数值模拟分析的方法对锚杆（索）进行力学分析，近年来国内学

者在这方面都进行了大量的富有成效的工作,特别是在对拉力型锚索力学特性的分析方面,各种分析^[30~33]屡见报道,基本上已取得了近于一致性的结论。而对压力型锚索的分析则不多见。为避免重复性工作,本文将不再对拉力型锚索进行模拟分析,而只对压力型锚索进行研究。由于拉力型和压力型锚索是其它复合型锚索最基本的组成单位,对这两种类型锚索加载后的力学分布状态研究清楚了,其它类型锚索加载后的力学分布便迎刃而解。

4.3.1 单根压力型锚索数值模型的建立

压力型锚索加载后,预应力是经由自由段索体传递给位于锚固体深部的承载板,通过承载板压紧其附近浆体将力传递给锚固体以实现锚索的加固作用。这相当于半无限体内圆形区域受均布荷载的作用。因此,可将压力型锚索加载后的力学模型简化为如(图 4-15)所示的形式。

现建立有限元分析模型。计算模型取长 \times 宽 \times 高 $=10\text{m}\times10\text{m}\times5\text{m}$ 的长方体,

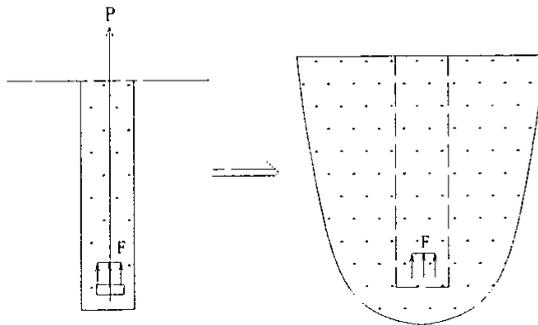


图 4-15 压力型锚索的力学简化模型

锚索位于长方体中心。由于荷载传递关于锚索轴线对称,为简化计算可取 $1/4$ 长方体作为分析模型,见(图 4-16),同时视锚固体与岩体为综合弹性模量为 E 的各向同性、完全弹性的同一均质体。取综合弹性模量 $E=2\times10^9\text{Pa}$,平均泊松系数 $\mu=0.3$ 。锚孔直径为 0.12m ,承载板直径为 0.1m ,锚索预应力为 600kN 。岩体采用 8 节点的六面体单元模拟。

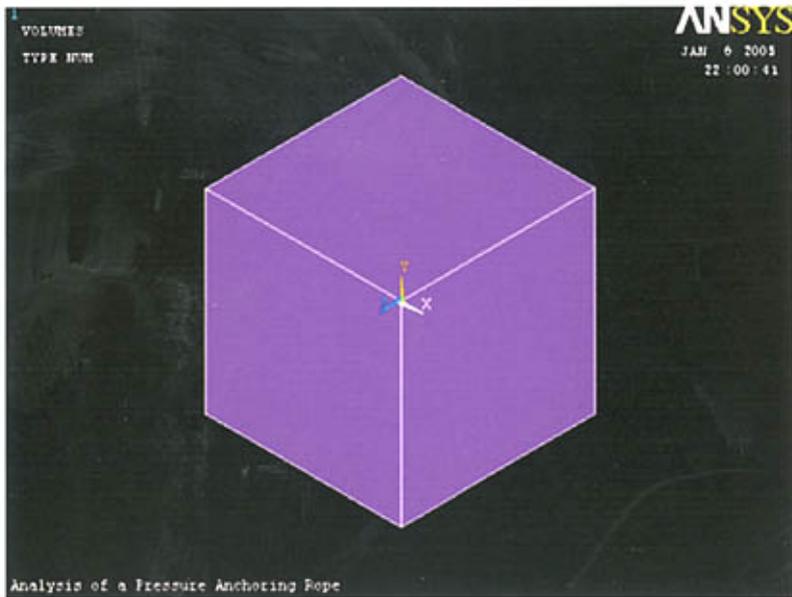


图 4-16 1/4 有限元分析模型

4.3.2 分析求解

运用 ANSYS 程序对模型进行网格划分后的结果如图 (4-17) 所示, 由锚索体

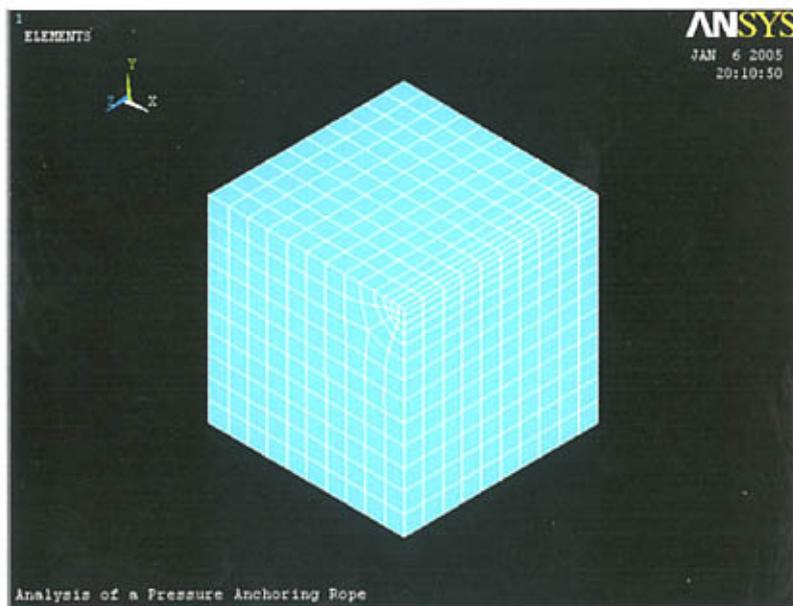


图 4-17 锚索数值模型网格剖分图

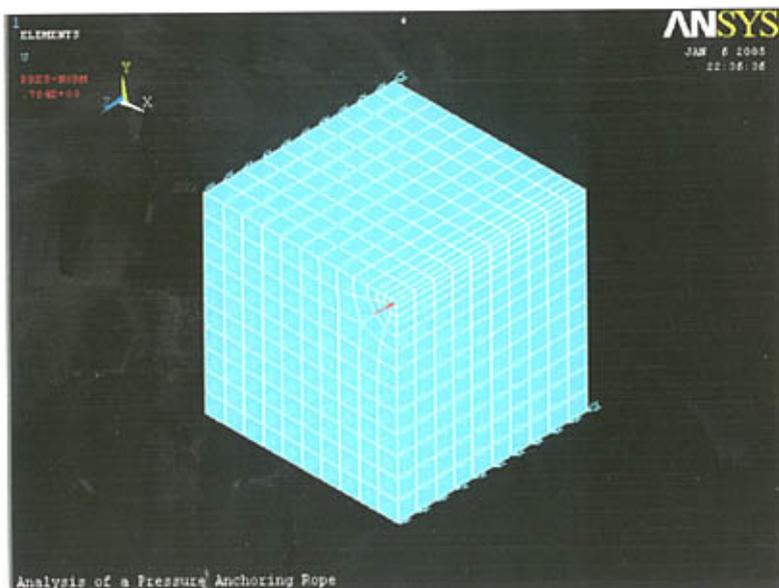


图 4-18 施加荷载后的锚索有限元分析模型

向外呈放射状网格，单元总数 1120，节点总数 1650。

承载板对注浆体的压力在有限元模型上按集中力施加，施加在相当于承载板位置的单元节点上（见图 4-18）。周围岩体对所取模型岩体的限制作用，采用对模型左表面和底面施加竖向位移约束进行模拟。加载和施加位移约束后的锚索模型如图 4-18 所示。加载和施加位移约束后，开始运行求解程序。

4.3.3 数值模拟分析结果

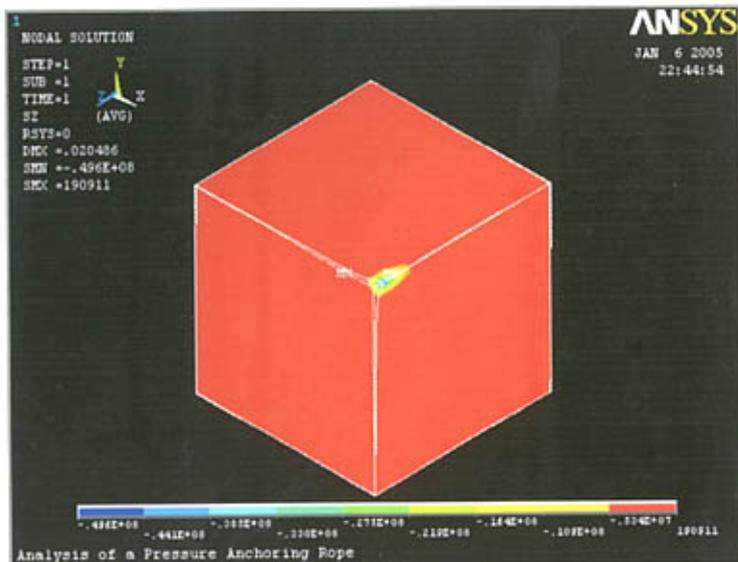


图 4-19 岩体中的等效应力分布云图

由于注浆体半径与所取模型边长相比很小（前者是后者的 83 余倍），受单元划分限制，近似认为以最小单元边长（为 17cm）为半径的圆柱体即为注浆体，因此，设距锚孔轴心线 17cm 的棱线为应力应变观察路径。分析求解后预应力通过承载板在岩体中的等效应力分布云图和其局部放大图如（图 4-19）和图（4-20）所示，注浆体周边沿轴向的应力分布曲线如（图 4-21）所示，岩体中的等效位移分布云图见（图 4-22），注浆体周边沿轴向的位移分布曲线如（图 4-23）所示。

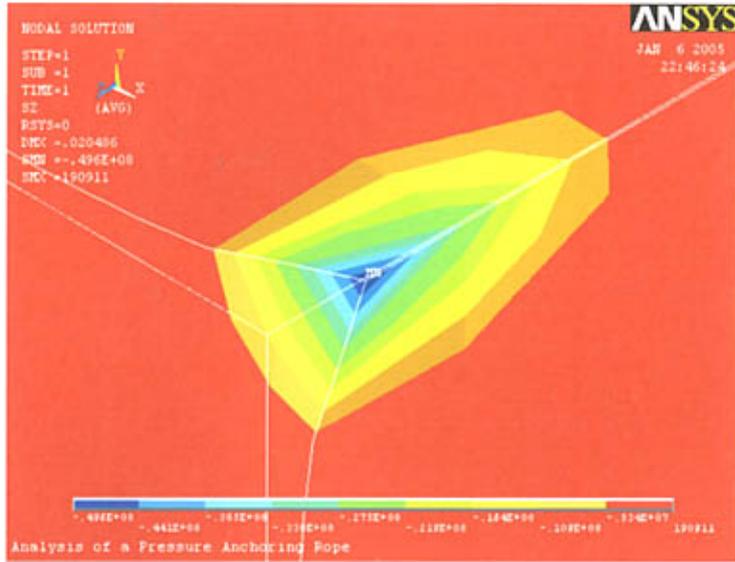


图 4-20 岩体中等效应力分布云图局部放大图

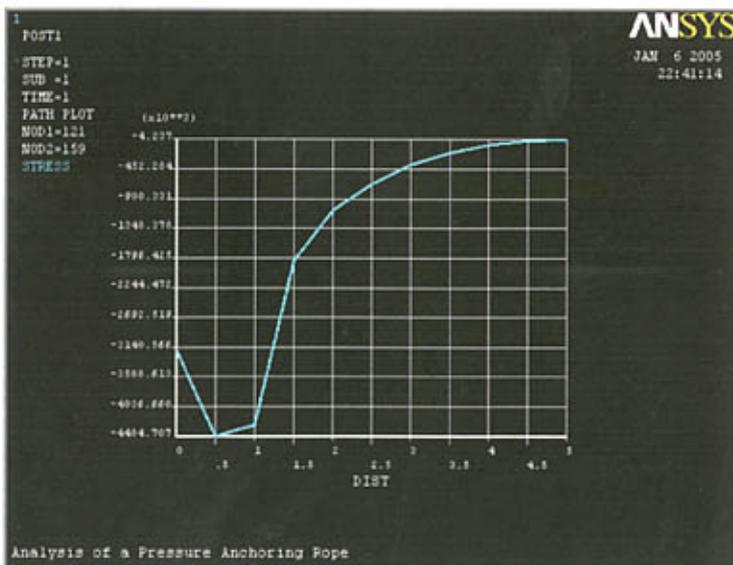


图 4-21 注浆体周边沿锚索轴向上的应力分布曲线

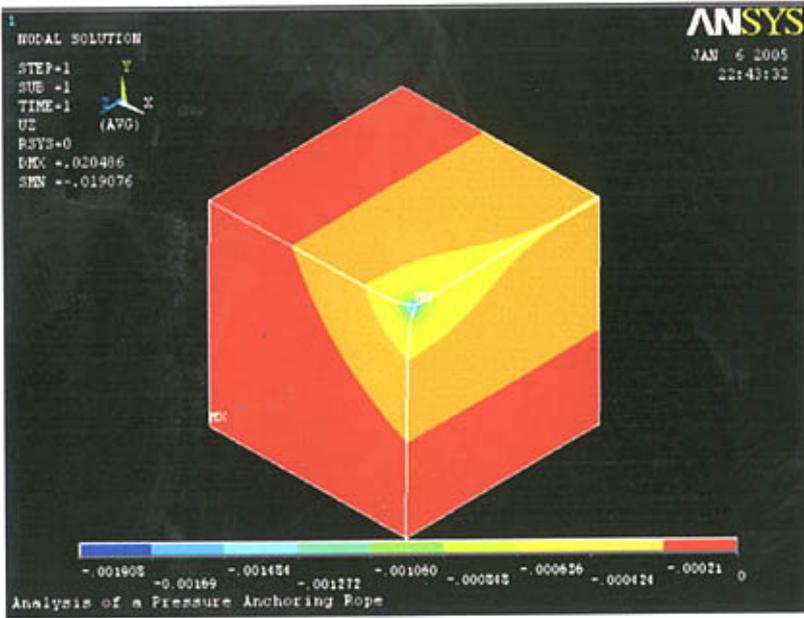


图 4-22 岩体中的等效位移分布云图

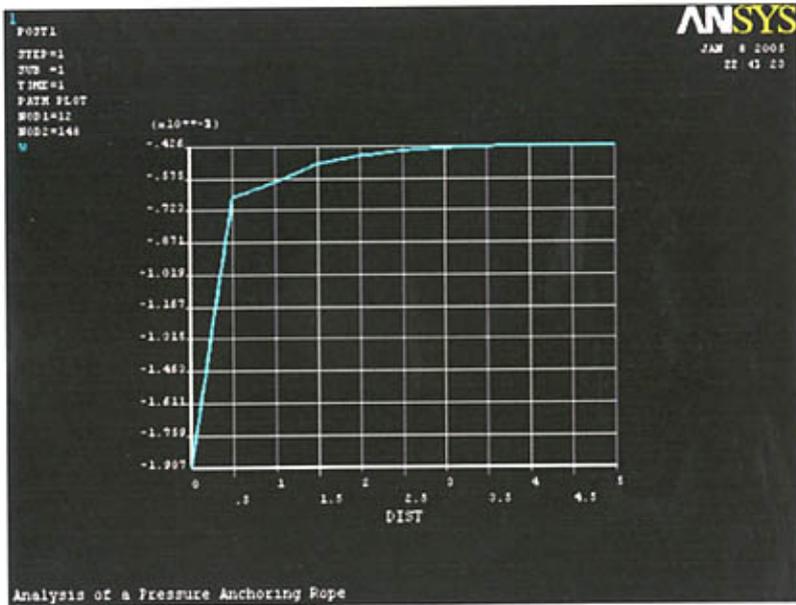


图 4-23 注浆体周边沿锚索轴向上的位移分布曲线

4.3.4 压力型锚索数值模拟分析结果评述

从压力型锚索数值模拟分析结果的等效应力分布云图(4-20)中可以看出,通过承载板传递给周围介质的应力,以承载板位置为基准,其等效应力分布形式大致呈倒锥面形状,从锚孔中心轴线开始,各等值锥面上的应力由内向外呈逐渐衰减趋势。由注浆体周边剪应力分布曲线(见图4-21)可知,剪应力沿锚孔轴向的分布是不均匀的。在起点处其剪应力为3.14Mpa,在0.5m位置处剪应力增加到4.4Mpa且达到峰值,然后,随距离的增加剪应力迅速衰减并趋近于0。

第四章数值模拟结果与第三章3.2.2节对压力型锚索应力分布规律分析的结果比较可以看出,由数值模拟分析得到的应力分布曲线,与理论推导出的曲线(见图3-10)其分布形式相同,都遵循从起点非零初始值开始,经很短距离后应力迅速递增至峰值,然后应力按负指数形式随距离的增加不断递减,直至趋近于零这一规律。只是两者的应力分布范围以及各对应点处的应力值大小有差异。数值模拟分析出的剪应力初始值为3.14Mpa,峰值剪应力为4.4Mpa,峰值点出现在0.5m位置处,且应力主要分布在2m范围内;而理论分析出的剪应力初始值则为7Mpa,剪应力峰值为8Mpa,峰值点出现在0.05m处,应力主要分布区域为0.5m。出现这种差异的原因主要是由于两种分析方法的应力观察路径不同。数值模拟分析受单元划分限制,无法模拟半径为6cm注浆体的界面位置,应力观察路径设在边长为17cm的最小单元边界处,近似认为距锚孔轴线17cm的该位置的圆柱体侧面即为注浆体界面。所以,其分析结果是将半径为6cm的注浆体外界面上的应力近似替代为半径为17cm圆柱体表面的应力。而第三章3.2.2节在理论分析中并没有对应力观察路径进行近似化处理,观察路径就设在半径为6cm的锚固体外界面上。由于两种方法考察应力的位置不同,因此,其分析结果应力在数值大小上就必然不同。不过,通过(图3-10)和(图4-21)的比较可以看到,数值模拟的分析结果其对应点上的应力值均比理论分析的要小,其实,这正符合其应力观察位置较远的实际情况。因此,如果考虑到数值模拟在分析过程中的近似化处理对结果所造成的影响,其分析结果事实上是与理论分析结果是一致的。

由等效位移分布云图(见图4-22)可以观察到,以承载板位置为基准,等值位移的分布形式也大体上形同倒锥面,由内至外,各等值面上的位移值不断减小。由位移分布曲线(见图4-23)可以看出,位移沿锚索轴向的分布形式是:由起点处1.907mm的最大值开始呈负指数形式不断衰减,经2m距离后位移趋近于0。3.2.2节理论分析出的位移分布曲线(见图3-11)其分布形式为:位移从起点的1.8mm峰值开始,随距离的不断加位移呈负指数形式不断衰减,经1.6m距离后其值趋近于0。可见,两种分析方法除位移值在大小上有差异外,数值模拟的

分析结果与理论分析结果基本上是一致的,就是位移均由最大值开始按负指数曲线形式进行衰减。造成位移误差的原因是:数值模拟分析采用的是半无限体体内受点集中力作用的力学模型,而且在分析中将注浆体与岩体视为均质连续体。3.2.2 节的理论分析则采用半无限体体内圆面积上受均布载荷作用的力学分析模型,分析过程中考虑了注浆体与岩体二者材料属于非均质体,注浆体与岩体界面对位移传递存在耗散作用。如果考虑到在分析过程中存在的近似化处理对结果所造成的影响,可以说数值模拟的分析结果基本上还是与理论分析的结果是一致的。

虽然,在利用 ANSYS 有限元分析程序对压力型锚索的力学分布规律进行数值模拟分析的过程中,由于对锚索力学模型的简化以及采用了各种近似化处理,造成了数值模拟分析结果与理论分析结果在量值上出现了一些差异,但分析出的应力及位移曲线的分布形式,均与理论分析结果一致。这不但证明了压力型锚索,其锚固段周边的应力及位移沿轴向上的分布是不均匀的,同时也进一步证实了应力及位移的分布趋势遵循 3.2.2 节理论分析出的规律。因此,通过数值模拟分析,3.2.2 节理论分析结果的正确性得到了较好的验证。

4.4 本章小结

本章首先利用锚索现场试验,对锚头预应力在岩体中的传递形式进行了分析和研究。通过对试验数据的处理和分析,验证了锚头预应力在岩体中是以压力锥体形式传递的规律。然后,利用 ANSYS 有限元分析程序,对压力型锚索的荷载传递机制进行了数值模拟分析,求出了压力型锚索应力及位移沿锚固段界面分布的曲线形式。通过对比分析,第三章关于压力型锚索力学分布规律的理论结果的正确性得到了成功验证。通过本章的现场试验和数值模拟分析,研究锚索设计计算问题的理论基础的可靠性得到了保证。

第五章 关于预应力锚索设计计算方法的探讨

5.1 预应力锚索合理锚固段长度的设计计算方法

关于锚索锚固段长度的计算,我国工程界长期以来一直沿用的是基于以下假设的计算方法^[1,58,66,67]即认为:①锚束体传递给浆体以及浆体传递给周围岩土体的剪应力沿内锚固段长度均匀分布;②滑移或剪切破坏发生在锚束与浆体及浆体与围岩土体界面上。基于这一假设,锚固段的设计长度可按下列公式计算:

$$L_1 = \frac{kP}{n\pi d_0 \tau_n} \quad (5-1)$$

$$L_2 = \frac{kP}{\pi D \tau_r} \quad (5-2)$$

式中: k 为锚固段长度安全系数, P 为锚索设计张拉力, L_1 为按锚束与浆体界面控制计算所需的锚固段长度, L_2 为按浆体与周围岩土体界面控制计算所需锚固段长, d_0 为钢绞线直径, n 为钢绞线根数; D 为钻孔直径; τ_n 为锚束体与浆体间的粘结力; τ_r 为浆体与岩土体间的粘结力。内锚固段长度按 $L = \max(L_1, L_2)$ 取值。

第三章对锚索应力分布规律的分析结果显示,剪应力在锚固段长度上并非均匀分布而是按一定曲线形式变化的,理论计算与现场试验^[27,68]也表明,采用剪应力均匀分布的假设按上述公式来计算锚固段长度是不切实际的。在岩体锚固中,事实上在某些条件下,即使采用了较大的安全系数,远小于 3m 的锚固段长度也已足够^[66],而国内工程实际应用中,按以上公式确定的锚固段长度多为 7~12m,有的还更大^[60],这说明了运用上述公式计算锚固段长度是不合适的。另外,按上述公式计算出来的锚固段长度,是在理想状态下锚固段未发生破坏情况下的长度,事实上,锚固段在起点附近有高度的应力集中,其峰值为平均应力的 6~8 倍甚至更多^[27],这在第三章的应力分布曲线上就能清楚地看到,现场试验^[27]也证明了这一情况,由于应力集中并超过了材料的破坏强度,实际锚索在张拉过程中,随张拉力不断增大,锚固段在起点处首先发生破坏并逐渐往深处发展,最终形成一定长度的破裂区^[27,69],致使锚索的锚固能力下降。而这一情况,在上述计算公式中并未得到体现,因此,采用它来计算锚固段的长度是不科学的。

鉴于以上在锚固段设计中存在的问题,本文将利用第三章理论分析推导出的结果,结合材料的破坏准则,寻求更为合理的计算方法来分析确定锚固段的设计长度。由于锚束体与浆体之间的握裹强度通常要比浆体同岩体间的粘结强度大将近 1 倍^[60],所以,锚固段的破坏一般都发生在注浆体与岩体之间。因此,注浆

体与岩体间的粘结强度是影响锚固段长度的主要因素。我国《水工预应力锚固设计规范》(SL212-98)、《土层锚杆设计与施工规范》(CECS22:90)等均仅列出公式(5-2), 作者认为这样做既符合实际, 又能简化计算程序。因此, 在下面的分析中, 本文也只会考虑注浆体与岩体间粘结作用的影响。

5.1.1 锚固段长度计算的分析准则

国内外学者对锚索的拉拔试验都做过不少工作, 其中水电总院等单位^[66, 69, 70]和顾金才^[27]等人的试验较为系统和具有代表性, 从他们的试验可以得出如下结论:

(1) 锚索最终破坏形式仅见浆体破裂或锚束拉断两种形式。浆体破裂后仍具有一定承载能力, 但承载力下降较大。

(2) 应变沿锚固段长度呈上大、下小的形状分布, 在锚固段起点处附近应力集中程度较高, 前 50~100cm 范围内承受着大部分的张拉荷载。随拉力的增大, 锚固段的受力长度会有所增长, 但增长不大。

(3) 浆体与钢绞线间的粘结强度比浆体与孔壁间的粘结强度大, 内锚固段的最大承载力主要由注浆体与孔壁间的粘结强度控制。

同以上结论比较可以看出, 本文第三章中对锚固段力学分布的分析结果与试验是吻合的, 因此, 在计算锚固段长度时可以利用第三章的结论。另外, 鉴于锚固破裂段的承载机理目前尚不清楚, 其承载能力的大小也无公认的较为成熟的计算方法, 考虑到锚固工程的可靠性问题, 本文在以下分析过程中将锚固破裂段视为零承载力的无效段进行处理。

经以上分析, 对锚固段长度的计算可建立如下准则:

(1) 锚固段界面的剪应力达到其抗剪强度值时, 即视为破坏, 发生破坏的锚固段不认为其具有承载能力, 即视其为无效段。

(2) 当钢绞线与浆体以及浆体与岩土体之间相互作用的剪应力未达到其抗剪强度时视其为弹性粘结, 该段锚固段长度称之为弹性工作段; 当界面剪应力超过其抗剪强度, 锚固段局部发生破坏时视其为破裂粘结, 该区段称之为破裂段。

(3) 有效锚固段长度与破裂段长度之和为锚固段计算长度, 锚固段计算长度与安全系数之积为锚固段设计长度。

(4) 注浆体界面剪应力小于 0.01MPa 时, 可近似认为剪应力为零(这相当于一个 50kg 的人对地面单位面积上所产生的压应力)。

5.1.2 注浆体与岩土体界面的抗剪强度

由于岩土体强度、浆体性质、所用锚索类型和施工方法等因素都控制着注浆体界面的抗剪强度，因此，注浆体界面的抗剪强度受众多因素的随机性与复杂性的影响，目前尚不能用理论计算的方法来确定。在一般情况下，注浆体界面的抗剪强度应在现场试验的基础上确定，在无试验条件的情况下，可按表 5-1~5-3^[55]选取，也可根据岩石的强度确定。对于单轴抗压强度小于 7MPa 的软岩，应对有代表性的岩石进行剪切试验，设计采用的抗剪强度不应大于最小剪切强度；对于缺乏剪切强度试验和拉拔试验资料的硬岩，抗剪强度可取岩石单轴抗压强度的 10% 且不大于 4Mpa^[52]。

表 5-1 土层与注浆体间的抗剪强度

土层种类	土的状态	抗剪强度值(KPa)
淤泥质土	—	20~25
粘性土	坚硬	60~70
	硬塑	50~60
	可塑	40~50
	软塑	30~40
粉土	中密	100~150
砂、土	松散	90~140
	稍密	160~200
	中密	220~250
	密实	270~400

表 5-2 岩石与水泥结石体之间的抗剪强度标准值

岩石种类	岩石单轴饱和抗压强度(MPa)	岩石与水泥石间的抗剪强度(MPa)
硬岩	>60	1.5~3.0
中硬岩	30~60	1.0~1.5
软岩	50~30	0.3~1.0

表 5-3 典型的岩石与灌浆体间的抗剪强度

岩石	岩石与灌浆体间的抗剪强度(MPa)	岩石	岩石与灌浆体间的抗剪强度(MPa)
花岗岩和玄武岩	1.7~3.1	砂岩	0.8~1.7
白云质石灰岩	1.4~2.1	风化砂岩	0.7~0.8
软石灰岩	1.0~1.4	白垩	0.2~1.1
板岩与硬质页岩	0.8~1.4	风化泥灰岩	0.15~0.25
软页岩	0.2~0.8	混凝土	1.4~2.8

5.1.3 锚固段设计长度的确定

1. 拉力型锚索锚固段设计长度计算

由第三章公式(3-16)知,在锚固段未开裂的理想状态下,拉力型锚索在张力 P_0 的作用下,锚固段浆体与岩土体界面间的剪应力可表示为:

$$\tau_g = \frac{P_0}{2\pi \cdot \left[\frac{z^3}{(r_g^2 + z^2)^{3/2}} + \frac{(1-2\mu)z}{(r_g^2 + z^2)^{1/2}} + 2 - 2\mu \right]} \cdot \left[\frac{(1-2\mu)z}{(r_g^2 + z^2)^{3/2}} + \frac{3z^3}{(r_g^2 + z^2)^{5/2}} \right]$$

式中 z 表示锚固段起点至锚固段中预考察点间的距离。从0开始按一定步长对 z 赋值,则可得到锚固段不同长度上其周边的剪应力值以及剪应力的峰值;将过峰值点(即最大剪应力)以后各位置处的剪应力与浆体与岩土体界面的抗剪强度 τ_c 的值进行比较,若 $\tau_g < \tau_c$,锚固段未发生破坏,若 $\tau_g \geq \tau_c$ 则锚固段发生破坏,经比较分析找出破坏段末端所对应的 z 值,则可得到锚固段的破裂长度 l_{cp} ;按以上分析准则,假设破裂段承载力为0,则锚固段破裂后,预应力就相当于从锚固段起点下移并作用在破裂段终点位置上,此时在 $z \neq 0$ 的情况下,若令 $\tau_g = 0$,则求出的 z 值就是锚固段的有效长度 l_{ep} 。这一步计算需注意,公式(3-16)中的 τ_g 在 $z \neq 0$ 情况下,实际上并无零点,即它不与 z 坐标轴相交,而是以坐标轴为渐近线逐步趋近于零,出现这种情况是因为公式(3-16)是运用假设条件过于理想化的弹性理论推导出来的。这与实际情况不符,因此,需按实际情况进行修正。具体做法是,按公式(3-16)计算出各点剪应力的值,找出剪应力小于0.01MPa的起始位置,近似认为该位置就是剪应力衰减为0的点,该位置的 z 值就是锚固段的有效长度 l_{ep} 。锚固段的有效长度求出后,锚固段的设计长度 l_{dp} 就可按以下公式求出:

$$l_{dp} = k(l_{cp} + l_{ep}) \quad (5-3)$$

式中 k 为锚固段长度安全系数,因为这里已经考虑了锚固段的破坏情况,因此,安全系数选取要比标准规定的要低。本文通过分析,认为这里 k 的取值比规

定值小 20~30% 较合适。这样, 经过对理想状态下锚固段长度的修正, 就可得到考虑锚固段破裂情况下的拉力型锚索的锚固段设计长度。

但可以看到, 上面剪应力的表达式过于复杂, 实际运用中并不容易操作。为此, 本文提出一种简单易行、便于操作且比较直观的计算方法。大家都知道 Excel 是一个功能强大大众化的电子表格软件, 它可以对大量数据表格进行各种处理, 由于它提供了输入和使用公式的功能, 用户只需把参与运算的单元格内容作为公式和函数输入, 就可方便地、自动地得到结果。可以说, 公式与函数是 Excel 最为重要的精华之一。上面提到按一定步长计算锚固段周边的剪应力, 而且要确定剪应力的峰值点和零点, 按一般的计算方法, 由于公式复杂, 计算量相当大, 而应用 Excel 就可轻而易举地解决问题, 而且每一步计算十分直观, 各种参量都随时可查, 确定剪应力的峰值点和零点以及判断破裂段长度都十分方便。为便于说明, 这里对操作步骤中引入的符号解释如下: name__to__: 将__单元格命名为__; __input__: 在单元格__中输入__。启动 Excel 后具体的操作步骤见下:

name A1 to P_0 ; name A2 to r_g ; name A3 to E_r ; name A4 to E_g ; name A5 to E , A5 input $E_r * E_g / (E_r + E_g)$; name A6 to μ_g ; name A7 to μ_r ; name A8 to G_g , A8 input $E_g / (2 + 2 * \mu_g)$; name A9 to G_r , A9 input $E_r / (2 + 2 * \mu_r)$; name A10 to G , A10 input $G_r * G_g / (G_r + G_g)$; name A11 to μ , A11 input $E / (2 * G) - 1$; name A12 to z

B1 input power(z,3); B2 input power(r_g ,2)+power(z,2); B3 input SQRT(B2); B4 input power(B3,3); B5 input power(B3,5); B6 input $1 - \mu$; B7 input $1 - 2 * \mu$

C1 input $2 * 3.142 * (B1/B4 + B7 * z/B3 + 2 * B6)$; C2 input $P_0/C1$; C3 input $(B7/B4) * z + 3 * B1/B5$

name D1 to τ_g , input $0.001 * C2 * C3$

以上步骤完成后, 在相应的单元格中输入原始数据, 然后在 z 所在的单元格中对 z 从 0 开始按预先设计好的步长进行赋值, 每赋值一次执行一次回车键, 对每次求出的剪应力值做好记录, 并按前述锚固段长度的计算方法进行比较分析, 结合利用公式 (5-3), 即可求出拉力型锚索锚固段的设计长度。

2. 压力型锚索锚固段设计长度计算

压力型锚索锚固段长度的计算方法与拉力型锚索相似,只是计算公式不同而已。由第三章公式(3-17)知,压力型锚索锚固段周边的剪应力 τ_z 可表示为:

$$\tau_z = -\frac{(1-2\mu)(a^2+4z^2)P_0r_g}{8\pi(1-\mu)(a^2+z^2)^{5/2}}$$

由于注浆体的抗压强度与注浆体周边的抗剪强度相比较,因此,压力型锚索锚固段的长度受控于锚固段周边的抗剪强度,因此,在分析计算其锚固段长度时,可以不考虑承载板对浆体的压裂作用,而只考虑锚固段周边抗剪强度的影响因素。按与前面相同的方法,从0开始按一定步长对z赋值,则可得到压力型锚索剪应力的峰值点以及锚固段不同长度上其周边的剪应力值;将各点处剪应力的值与锚固段界面的抗剪强度 τ_c 的值进行比较,若 $\tau_z < \tau_c$,锚固段未发生破坏,若 $\tau_z \geq \tau_c$ 则锚固段发生破坏,经比较分析找出破坏段末端所对应的z值,则可得到锚固段的破裂长度 l_{cy} ;按锚固段长度计算的分析准则,假设破裂段承载力为0,则锚固段破裂后,压应力就相当于从原始作用点平移并作用在破裂段终点位置上,此时在 $z \neq 0$ 的情况下,若令 $\tau_z = 0$,则求出的z值就是锚固段的有效长度 l_{cy} 。在计算 $\tau_z = 0$ 这一步,压力型锚索同拉力型锚索一样,注浆体周边剪应力在z趋向无穷大时也无真正意义上的零点,因此,同样需要修正。与前面的方法一样,计算出各点的剪应力值,找出剪应力小于0.01MPa的位置,该位置横坐标的值就是锚固段的有效长度 l_{cy} 。有效长度求出后,锚固段的设计长度 l_{dy} 就可按下面的公式求出:

$$l_{dy} = k(l_{cy} + l_{cy}) \quad (5-4)$$

式中k为锚固段长度安全系数,其取值同前。

通过在Excel中进行分析,利用公式(5-4)即可求出压力型锚索锚固段的设计长度值。其中,在Excel中的操作步骤见下:

name A1 to P_0 ; name A2 to a; name A3 to r_g ; name A4 to E_r ; name A5 to E_g ;
name A6 to E , A6 input $E_r * E_g / (E_r + E_g)$; name A7 to μ_g ; name A8 to μ_r ; name
A9 to G_g , A9 input $E_g / (2 + 2 * \mu_g)$; name A10 to G_r , A10 input $E_r / (2 + 2 * \mu_r)$;
name A11 to G , A11 input $G_r * G_g / (G_r + G_g)$; name A12 to μ , A12 input
 $E / (2 * G) - 1$; name A13 to z

B1 input $\text{power}(a, 2) + 4 * \text{power}(z, 2)$; B2 input $\text{power}(a, 2) + \text{power}(z, 2)$; B3
input $\text{SQRT}(B2)$; B4 input $\text{power}(B3, 5)$; B5 input $1 - \mu$; B6 input $1 - 2 * \mu$

name C1 to τ_z , C1 input $-0.001 * A1 * A3 * B1 * B6 / (8 * 3.142 * B4 * B5)$

5.1.4 计算实例

实例 1 拉力型锚索, $r_s = 0.03m$, $r_g = 0.065m$, $\mu_g = 0.167$, $E_g = 2.4 \times 10^4 MPa$, $E_r = 2 \times 10^3 MPa$, $\mu_r = 0.31$, $P_0 = 600KN$, 注浆体界面抗剪强度 $\tau_c = 1.2MPa$, 注浆体安全系数 $k=2$ 。现计算锚索锚固段的设计长度。

首先, 按 5.1.3 第一节的方法在 Excel 中将以上参数在相应的单元的中输入, 见 (图 5-1):

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	600	0	8.810168	0.000					
2	0.065	0.004225	68.1031281						
3	2000	0.065	0						
4	24000	0.00027463							
5	1846.15385	1.1603E-06							
6	0.167	0.701							
7	0.31	0.402							
8	10282.7763								
9	763.358779								
10	710.605791								
11	0.299								
12	0.000								

图 5-1 拉力型锚索锚固段长度计算的参数输入示意图

第二步, 将 z 从 0 开始按 0.01m 步长逐步输入数据, 并记下每次单元格 D1 中剪应力的计算结果, 见 (图 5-2) ~ (图 5-3):

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	600	0.000001	9.21638311	1.079					
2	0.065	0.004325	65.1014604						
3	2000	0.06576473	16.5720942						
4	24000	0.00028443							
5	1846.15385	1.2302E-06							
6	0.167	0.701							
7	0.31	0.402							
8	10282.7763								
9	763.358779								
10	710.605791								
11	0.299								
12	0.010								

图 5-2 深度 z 为 0.01m 时浆体-岩土体界面的剪应力计算图

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	600	0.000008	9.71290836	2.598					
2	0.065	0.004625	61.7734646						
3	2000	0.06800735	42.0596468						
4	24000	0.00031453							
5	1846.15385	1.4547E-06							
6	0.167	0.701							
7	0.31	0.402							
8	10282.7763								
9	763.358779								
10	710.605791								
11	0.299								
12	0.020								

图 5-3 深度 z 为 0.02m 时浆体-岩土体界面的剪应力计算图

第三步, 比较记录下来的剪应力的值, 确定剪应力的峰值点为 $z=0.064m$, $\tau_g = 7.452MPa$, 峰值点的确定见 (图 5-4) ~ (图 5-6):

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	600	0.00025005	12.6867423	7.452					
2	0.065	0.008194	47.2934647						
3	2000	0.09052072	157.569612						
4	24000	0.00074173							
5	1846.15385	6.0777E-06							
6	0.167	0.701							
7	0.31	0.402							
8	10282.7763								
9	763.358779								
10	710.605791								
11	0.299								
12	0.063								

图 5-4 深度 z 为 0.063m 时浆体-岩土体界面的剪应力计算图

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	600	0.00026214	12.7528035	7.453					
2	0.065	0.008321	47.0484786						
3	2000	0.09121952	158.410755						
4	24000	0.00075904							
5	1846.15385	6.316E-06							
6	0.167	0.701							
7	0.31	0.402							
8	10282.7763								
9	763.358779								
10	710.605791								
11	0.299								
12	0.064								
13									

图 5-5 深度 z 为 0.064m 时浆体-岩土体界面的剪应力计算图

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	600	0.00027463	12.818168	7.450					
2	0.065	0.00845	46.808561						
3	2000	0.09192388	159.161787						
4	24000	0.00077676							
5	1846.15385	6.5636E-06							
6	0.167	0.701							
7	0.31	0.402							
8	10282.7763								
9	763.358779								
10	710.605791								
11	0.299								
12	0.065								

图 5-6 深度 z 为 0.065m 时浆体-岩土体界面的剪应力计算图

第四步，确定锚固段的破裂长度。在记录表中找出峰值点后剪应力小于 $\tau_c = 1.2MPa$ 的起始位置为 0.3m，见（图 5-7）~（图 5-8）。通过比较可知破裂段长度为 $l_{cn} = 0.3m$ 。

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	600	0.024389	17.1137223	1.262					
2	0.065	0.088325	35.0595848						
3	2000	0.29719522	35.9989395						
4	24000	0.02624977							
5	1846.15385	0.00231851							
6	0.167	0.701							
7	0.31	0.402							
8	10282.7763								
9	763.358779								
10	710.605791								
11	0.299								
12	0.290								
13									

图 5-7 深度 z 为 0.29m 时浆体-岩土体界面的剪应力计算图

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	600	0.027	17.1451674	1.186					
2	0.065	0.094225	34.9952838						
3	2000	0.30696091	33.8910622						
4	24000	0.02892339							
5	1846.15385	0.00272531							
6	0.167	0.701							
7	0.31	0.402							
8	10282.7763								
9	763.358779								
10	710.605791								
11	0.299								
12	0.300								

图 5-8 深度 z 为 0.3m 时浆体-岩土体界面的剪应力计算图

第五步, 根据以上求出的各个位置上的剪应力值, 找出剪应力小于 0.01MPa 的位置为 $z=3.5m$, $\tau_g = 0.009MPa$, 见 (图 5-9) ~ (图 5-10)。

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	600	39.304	17.616431	0.010					
2	0.065	11.564225	34.0591122						
3	2000	3.40062127	0.29403463						
4	24000	39.3255495							
5	1846	15385.454	769502						
6	0.167	0.701							
7	0.31	0.402							
8	10282.7763								
9	763.358779								
10	710.605791								
11	0.299								
12	3.400								
13									

图 5-9 深度 z 为 3.4m 时浆体-岩土体界面的剪应力计算图

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	600	42.875	17.6166509	0.009					
2	0.065	12.254225	34.0586871						
3	2000	3.50060352	0.27748628						
4	24000	42.8971832							
5	1846	15385.525	761734						
6	0.167	0.701							
7	0.31	0.402							
8	10282.7763								
9	763.358779								
10	710.605791								
11	0.299								
12	3.500								
13									

图 5-10 深度 z 为 3.5m 时浆体-岩土体界面的剪应力计算图

这便是剪应力的 0 点位置, 于是锚固段有效长度 $l_{cp} = 2.5m$ 。这样, 锚固段的设计长度就为: $l_{dp} = k(l_{cp} + l_{ep}) = 2(0.3 + 2.5) = 5.6(m)$ 。

实例 2 压力型锚索, $a = 0.05m$, $r_g = 0.065m$, $\mu_g = 0.167$, $E_g = 2.4 \times 10^4 MPa$, $E_r = 2 \times 10^3 MPa$, $\mu_r = 0.31$, $P_0 = 600KN$ 。注浆体界面抗剪强度 $\tau_c = 1.2MPa$, 注浆体安全系数 $k = 2$ 。现计算锚固段的设计长度。

第一步, 启动 Excel, 将以上参数在相应单元格中输入。

第二步, 将 z 从 0 开始按 0.01m 的步长赋值, 计算并记录相应点的剪应力值。

第三步, 确定剪应力的峰值点。将各点的剪应力进行比较, 得出剪应力的峰值点为: $z = 0.025m$, $\tau_z = -8.149MPa$ 。峰值点的确定过程见图 (5-11) ~ (5-13)。

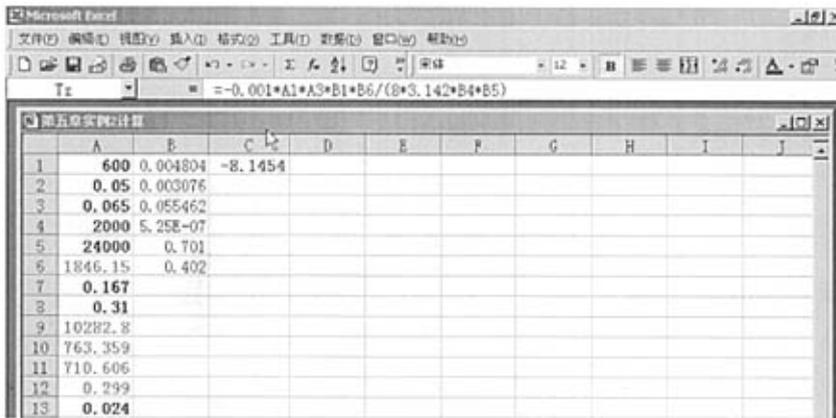


图 5-11 距承载板距离为 0.024m 时浆体-岩土体界面的剪应力计算图

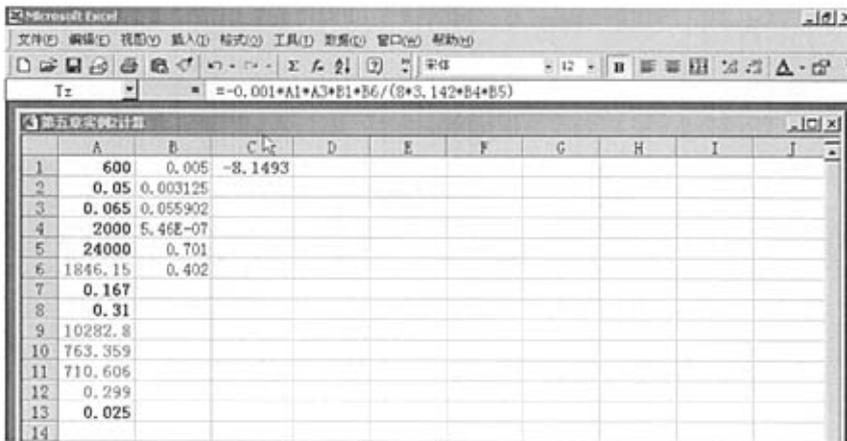


图 5-12 距承载板距离为 0.025m 时浆体-岩土体界面的剪应力计算图



图 5-13 距承载板距离为 0.03m 时浆体-岩土体界面的剪应力计算图

第四步，破裂段长度的确定。在峰值点位置后，将各点的剪应力与抗剪强度

$\tau_c = 1.2MPa$ 进行比较可知, 剪应力小于抗剪强度的起始位置为 $z = 0.13m$, 具体过程见 (图 5-14) ~ (图 5-15):

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	600	0.0601	-1.4402							
2	0.05	0.0169								
3	0.065	0.13								
4	2000	3.71E-05								
5	24000	0.701								
6	1846.15	0.402								
7	0.167									
8	0.31									
9	10282.8									
10	763.359									
11	710.606									
12	0.299									
13	0.120									

图 5-14 距承载板距离为 0.12m 时浆体-岩土体界面的剪应力计算图

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	600	0.0701	-1.1898							
2	0.05	0.0194								
3	0.065	0.139284								
4	2000	5.24E-05								
5	24000	0.701								
6	1846.15	0.402								
7	0.167									
8	0.31									
9	10282.8									
10	763.359									
11	710.606									
12	0.299									
13	0.130									

图 5-15 距承载板距离为 0.13m 时浆体-岩土体界面的剪应力计算图

故破裂段长度即为 $l_{cy} = 0.13m$ 。

第五步, 在以上分析结果中找出剪应力值小于 $0.01MPa$ 的位置为: $z = 0.71m$, $\tau_z = -0.0098MPa$, 见 (图 5-16) ~ (图 5-17)。

该位置就是剪应力衰减为 0 的近似点, 于是锚固段有效长度 $l_{ey} = 0.71m$ 。这样锚固段的设计长度就为: $l_{dy} = k(l_{cy} + l_{ey}) = 2(0.13 + 0.71) = 1.68(m)$, 取整后为 $1.7m$ 。

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	600	1.9625	-0.0103							
2	0.05	0.4925								
3	0.065	0.701783								
4	2000	0.170222								
5	24000	0.701								
6	1846.15	0.402								
7	0.167									
8	0.31									
9	10282.8									
10	763.359									
11	710.606									
12	0.299									
13	0.700									

图 5-16 距承载板距离为 0.32m 时浆体-岩土体界面的剪应力计算图

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	600	2.0189	-0.0098							
2	0.05	0.5066								
3	0.065	0.711758								
4	2000	0.182668								
5	24000	0.701								
6	1846.15	0.402								
7	0.167									
8	0.31									
9	10282.8									
10	763.359									
11	710.606									
12	0.299									
13	0.710									

图 5-17 距承载板距离为 0.33m 时浆体-岩土体界面的剪应力计算图

5.2 预应力锚索设计间距的计算方法

5.2.1 预应力锚索设计间距的计算

预应力锚索间距的确定, 长期以来一直采用经验法计算, 一般设计手册^[1,54,58]都规定锚索的间距应大于锚固段最大直径的 4 倍, 且相邻锚固段间距应大于 1.5m, 这显然未考虑锚索吨位、岩土体特性等因素对锚索间距的影响, 因此, 这种凭经验确定锚索间距的方法是不科学的。鉴于传统确定锚索间距方法存在的不足, 本文下面将根据第三章 3.3 节的分析结果, 提出一种可通过计算来确定锚索间距的定量化方法。

根据第三章 (3-20) 式有:

$$\sigma_z = -\frac{3Pz^3}{2\pi(r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} = k_1$$

采用与第三章相同的假设, 近似认为岩土体中压应力小于 0.01MPa 时压应力为 0, 即此时锚索预应力在岩土体中所产生的压应力已失去加固效果。令上式 $k_1 = -0.01\text{MPa}$, $\pi = 3.14$ 化简后则有:

$$r = \sqrt{0.2963P^{0.4}z^{1.2} - z^2} \quad (5-5)$$

对于不同吨位锚索, 只要在式 (5-5) 中将锚索加固力的值代入, 然后从 0 开始按一定步长对 z 赋值, 求出对应的 r 值, 最后利用已求出的数值对做出关于 r - z 的函数曲线, 即岩土体中压应力的等值线, 利用等值线, 确定出 r 的峰值 r_{\max} , 于是锚索间距即为 $2r_{\max}$ 。

需要说明一点: 锚固段间的相互作用也会影响锚索间距的确定, 但由于通过锚索与浆体的粘结作用, 在锚固段中预应力已由集中力转化为沿索体长度方向上的分布力, 分布力的峰值已小于集中力的大小, 所以, 考虑锚固段间相互作用因素所需的锚索间距肯定小于考虑锚头预应力加固作用所需的锚索间距, 因此, 确定锚索间距时只需考虑锚头预应力即可。

5.2.2 计算实例

拉压分散型锚索张力 $P_0 = 600\text{KN}$, 近似认为张力在岩体中所产生的压应力小于 0.01MPa 时失去加固作用, 现利用公式 (5-5) 做出压应力的等值线,

并确定出锚索的设计间距。

将 $P_0=600\text{KN}$ 代入式 (5-5), 通过计算做出压应力的等值线见 (图 5-18):

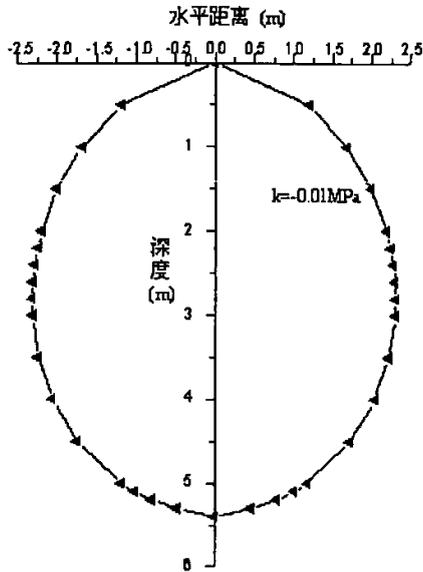


图 5-18 压应力为 0.01MPa 时的等值线分布图

通过该压应力的等值线可以确定 $r_{\max}=2.8\text{m}$, 于是该锚索的设计间距为 5.6m。

5.3 预应力锚索应力松弛区的加固计算

由第三章 3.3 节的分析可知, 预应力锚索施加预应力后, 压应力在岩土体中是以压力锥体的形式进行传递的, 通过压力锥体的作用, 得以实现对锥体范围内岩土体的加固作用, 而位于锥体范围之外的岩土体, 则得不到有效加固。这部分位于压力锥体之外的区域称之为应力松弛区 (见图 5-19)。如果岩土体应力松弛

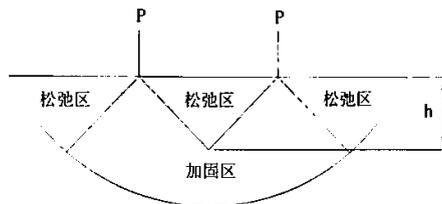


图 5-19 预应力锚索松弛区与加固区的分布图

区分布的范围较小, 此时松弛区内的岩土体在重力作用下所产生的下滑力也很小, 可以不考虑对其进行加固; 反之, 如果岩土体应力松弛区的分布范围较大,

岩土体所产生的下滑力就不容忽视,这种情况就必须考虑对其进行加固。

应力松弛区的加固设计,主要是确定应力松弛区分布的最大深度 h (见图 5-19)。松弛区的最大深度 h ,可以由利用公式 (5-5),通过绘制压应力分布的边界等值线而加以确定。在 5.2.2 节的计算实例中,通过 (图 5-18) 即边界压应力为 0.01Mpa 时压应力分布的等值线,可以求出相应于松弛区最大半径 $r_{\max}=2.8\text{m}$ 时所对应的深度值 z 为 3m ,即应力松弛区的最大埋深 $h=3\text{m}$ 。应力松弛区最大埋深 h 确定以后,按照锚索锚固段必须置于潜在滑移面之下的原则,即这里锚索锚固段必须置于松弛区最大埋深 h 以下,就可以对松弛区的加固进行设计计算。

5.4 本章小结

本章首先对传统的锚索设计计算方法进行了分析和研究,指出了其存在的问题和不足之处。然后,利用前面推导出来的关于预应力锚索荷载传递规律的理论结果,修正并提出了更符合实际的关于锚索设计计算的新方法,并对其具体应用过程进行了详述。本章的主要研究内容包括:(1) 锚固段长度的设计计算问题;(2) 锚索间距的确定方法问题;(3) 应力松弛区加固深度的确定问题。

第六章 常张高速公路 K123 边坡锚索加固设计

6.1 项目简介

该项目为湖南省交通厅委托于中南大学的风化岩边坡防护科研项目,工点位于湖南省慈利县宜冲桥乡沙刀湾村,公路桩号 K123+160~K123+369 右侧。该边坡(见图 6-1)为强风化岩边坡,边坡高 76m,走向长度 209m,自然坡比 1:1.16,



图 6-1 K123+160~K123+369 右边坡照片

岩层以风化泥质页岩为主,岩石强度较低,遇水即碎裂。坡顶有张家界市主要供电高压线铁塔需要保护。根据勘探资料,我们对边坡采用运动单元法和推力传动系数法进行稳定性分析,得出边坡最高处断面安全系数为 0.96~1.06,小于《公路路基设计规范 JTJ0.13-95》高速公路边坡安全系数 1.2~1.3 的规定,因此认为该边坡属于不稳定边坡需进行加固。根据“一次治理,不留后患”的原则,经分析比较,我们采用了锚索—地梁的防护方案,其中,锚索为拉压分散型锚索。在锚索的设计过程中,我们利用了本文预应力锚索荷载传递机制研究的部分成果,经工程实践证明,取得了较好的效果。下面就介绍拉压分散型锚索具体的设计过程。

6.2 锚索设计加固力情况:

经过对边坡稳定性的分析,按锚索应提供加固力的大小,将边坡的加固分为两个区^[71]。I 区被断层构造面切割包围,为重点加固区;II 区为一般加固区。

I 区:从 K123+262~K123+292 间,边坡走向长 30m,每孔锚索应提供的锚

固力为 600 KN。

II 区：从 K123+292—K123+332 以及 K123+204—K123+262 间，边坡走向长 97.5m，本区每孔锚索应提供的加固力为 500 KN。

6.3 锚索设计原始参数

锚索设计原始参数^[71]分别为：锚孔直径为 130mm，锚索选用强度为 1860N/mm，公称半径为 15.24mm 的低松弛钢绞线，每孔锚索设置 2 个单元，钢绞线根数为 4 根，每单元两根钢绞线的等效半径 $r_s = 30\text{mm}$ ，承载板半径 $a = 0.05\text{m}$ ，注浆采用 30MPa 水泥砂浆，水泥标号为 425[#]，取注浆体安全系数 $k=2$ 。现场试验测定注浆体与岩体界面的抗剪强度 $\tau_c = 0.3\text{MPa}$ ，注浆体及岩体物理力学参数为： $r_g = 0.065\text{m}$ ， $\mu_g = 0.19$ ， $E_g = 2.63 \times 10^4\text{MPa}$ ， $E_r = 1.6 \times 10^4\text{MPa}$ ， $\mu_r = 0.31$ 。经过边坡稳定性安全系数验算后的锚索设计吨位分别为： $P_1 = 600\text{KN}$ ， $P_2 = 500\text{KN}$ ，加固区域 I 和加固区域 II 的潜在滑移面深度分别为 21m 和 18m。

6.4 600KN 级锚索单元间距及锚固段长度计算

I 区锚索设计吨位为 600KN，每孔拉压单元为 2 个，故每单元的设计承载力分别为 300KN。通过第三章的实例计算，每单元中的受拉单元与受压单元分担的承载力基本上相等，因此，拉、压单元的承载力就分别为 150KN。采用与第五章 5.1.3 节相同的方法，将以上设计参数分别在拉力型锚索及压力型锚索的 Excel 计算表中输入，则可得到以下结果：

锚索拉力段有效锚固长度 $l_{ep} = 0.75\text{m}$ ，拉力段锚固体破裂长度 $l_{cp} = 0.3\text{m}$ ；
压力段有效锚固长度 $l_{ey} = 0.55\text{m}$ ，压力段锚固体的破裂长度 $l_{cy} = 0.14\text{m}$ 。

由此，600KN 级拉压分散型锚索每单元中拉力段与压力段锚固体的设计长度就分别为： $l_{dp} = k(l_{ep} + l_{cp}) = 2(0.75 + 0.3) = 2.1(\text{m})$ ， $l_{dy} = k(l_{ey} + l_{cy}) = 2(0.55 + 0.14) = 1.38(\text{m})$ ，取整并作适当调整后可取 $l_{dp} = 2\text{m}$ ， $l_{dy} = 1.5\text{m}$ 。

至此，可以确定每单元锚固段长度为 3.5m，有粘结拉力段锚索长度为 2m，单元间距为 3.5m，锚固段总长为 $3.5\text{m} \times 2 = 7\text{m}$ 。按照锚固段必须置于潜滑面之

下的原则, I 区锚索长度可确定为: $L=21m+7m=28m$ 。锚索结构设计情况见(图 6-2)。

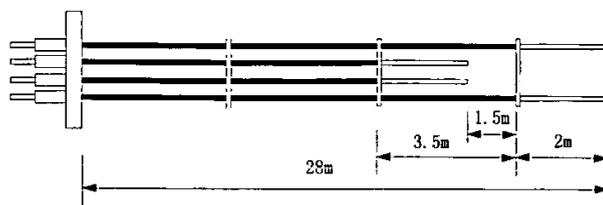


图 6-2 600kN 级拉压分散型锚索结构设计图

6.5 500kN 级锚索单元间距及锚固段长度计算

由于 II 区锚索设计承载力为 500kN, 单元数为 2 个, 故每单元的设计承载力就分别为 250kN, 拉、压段承载力就为 125kN。采用与 6.4 节相同的方法, 可以得到以下结果:

拉力段锚固体有效锚固长度 $l_{ep} = 0.8m$, 破裂段长度 $l_{cp} = 0.27m$; 压力段锚固体有效锚固长度 $l_{ey} = 0.44m$, 破裂段长度 $l_{cy} = 0.13m$ 。

由此, 锚固段的设计长度就为: 拉力段 $l_{dp} = k(l_{ep} + l_{cp}) = 2(0.8 + 0.27) = 2.14(m)$, 压力段 $l_{dy} = k(l_{ey} + l_{cy}) = 2(0.44 + 0.13) = 1.14(m)$, 取整后取 $l_{dp} = 2m$, $l_{dy} = 1m$ 。

于是, 每单元锚固段长度就为 3m, 有粘结拉力段锚索长度为 2m, 单元间距为 3m, 锚固段总长为 $3m \times 2 = 6m$ 。按照锚固段必须置于潜滑面之下的原则, II 区锚索长度就可确定为: $L=18m+6m=24m$ 。锚索结构设计情况见(图 6-3)。

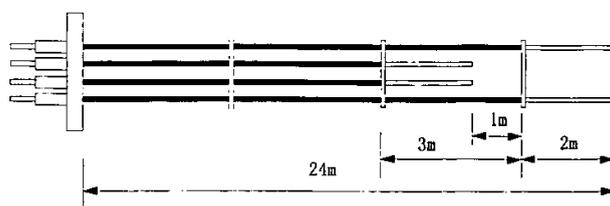


图 6-3 500kN 级拉压分散型锚索结构设计图

6.6 锚索间距的确定

600kN 级锚索间距的确定见 5.2 节的算例, 算得锚索间距为 5.6m, 下面确定 500kN 级锚索其设计间距。

将锚固力 $P_0=500\text{kN}$ 代入式 (5-5) 中, 化简后有:

$$r = \sqrt{3.558z^{1.2} - z^2}$$

按一定步长给式中 z 赋值, 求出对应的 r 值, 利用所求出的数值对做出 $r-z$ 关系曲线, 即压应力的等值线 (见图 6-4):

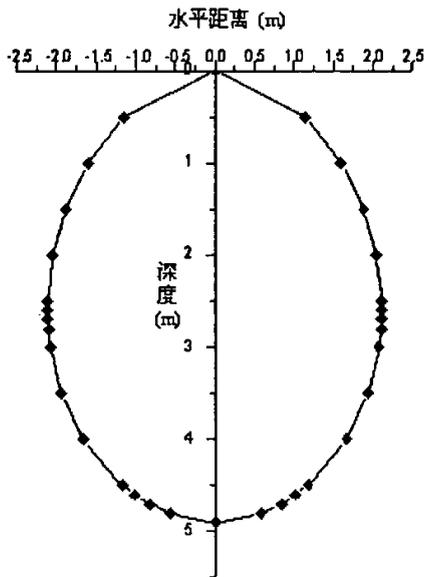


图 6-4 边界压应力为 0.01Mpa 时的应力等值线分布图

通过该应力等值线可知其水平距离的峰值 $r_{\max}=2.6\text{m}$, 于是锚索间距应取为 5.2m。

考虑到能量储备, 500kN 和 600kN 两级锚索选取同一设计间距, 即为 5m。根据计算出的锚索间距, 最终确定出各区布设的锚索孔数为: I 区为 54 孔, II 区为 111 孔。

6.7 应力松弛区的加固计算

应力松弛区的加固采用全长粘结型锚杆, 材质选用 $\Phi 25$ 螺纹钢^[71]。加固力为 600kN 的应力松弛区的最大埋深由第五章 5.3 节可知为 3m; 加固力为 500kN 的应力松弛区的最大埋深根据 6.6 节 (图 6-4) 可知为 2.6m。锚杆位于潜滑面以下的设计长度取为 2m^[71]。于是 500kN 和 600kN 两级锚索松弛区加固的锚杆长度

应分别为:

$$500\text{KN 级锚索: } L=2.6+2=4.6 \text{ (m)}$$

$$600\text{KN 级锚索: } L=3+2=5 \text{ (m)}$$

取整后,确定的应力松弛区加固锚杆的长度就分别为:500KN 级锚索为 4.5m,600KN 级锚索 5m。

6.8 本章小结

本章主要介绍了关于预应力锚索新型计算方法在常张高速公路边坡防护中的应用情况。应用中,主要对锚索的锚固段长度、有粘结段长度、锚索单元间距、锚索间距以及应力松弛区的加固深度进行了确定。通过应用,证明了这一锚索设计计算方法是安全可靠的。

第七章 结论与建议

7.1 结论

预应力锚索的荷载传递规律问题，一直是岩土界广泛关注的问题，不少学者对此都进行了深入研究，但由于荷载传递规律的复杂性和理论上的不成熟，到目前为止国内的研究多集中在对预应力锚索的数值模拟分析或现场试验上，而对预应力锚索力学传递规律的定量性研究则较为少见。本文利用弹性力学的理论和知识，对预应力锚索的力学传递规律进行了较为全面的研究，并取得了如下成果和结论：

1、建立了空间半无限体柱状孔洞内一点受集中力作用的锚索力学分析模型，并利用弹性理论推导出其体内任一点的位移及应力分布公式，为预应力锚索的力学分析奠定了理论基础。

2、推导出了拉力型和压力型锚索锚束体界面以及锚固体界面的位移及剪应力的计算公式，并通过实例对各种预应力锚索的力学分布曲线进行了分析，说明了锚索内力分布的不均匀性。

3、利用弹性力学的空间半无限体理论，对锚头预应力在岩土体中产生的压力锥体进行了成功验证，为确定锚杆（索）设计间距提供了理论依据。

4、通过锚索的现场试验和数值模拟分析，对推导出来的理论结果的正确性进行了成功的验证。

5、利用推导出来的公式对锚索的设计方法进行了探讨。针对目前普遍使用的不尽合理的锚固段设计计算方法，本文提出了一种经过改进基于弹塑性理论的关于锚固段设计计算的新方法；依据锥体理论，提出了锚索间距以及应力松弛区加固深度的确定方法。最后，通过常张高速公路 K123 边坡锚索加固设计实例详细说明了该方法的具体应用过程。

7.2 建议

由于锚索力学传递机制的复杂性及其影响因素众多，因此，在分析过程中难免引入不少理想化的前提条件和假设，这可能会影响对预应力锚索力学传递过程的真实模拟。另外由于对预应力锚索传力规律进行塑性和粘弹性分析的难度很大，加之自己知识水平所限，因此，只能对预应力锚索的力学传递规律进行完全弹性状态下的分析，对预应力锚索的设计计算问题，也只是做了初步性的研究，今后的工作设想如下：

1.在完全弹性状态下对预应力锚索传力规律进行分析，与岩土体以及锚固体

等介质所固有的塑性以及弹粘性性质不相符合，以后需逐步完善；

2.推导出的公式由于存在奇异点，对位移及剪应力衰减为零的位置尚不能准确确定，因此，以后需进一步进行研究完善。

3.关于锚固段破裂后其承载能力问题，由于理论依据很少，研究难度大，本文假设为零，这与实际情况不符，导致锚固段长度计算结果偏于安全，以后需进一步研究完善；

4.关于这种经过改进的锚索设计计算方法的可靠性问题，由于该方法目前只在一个工程中进行了成功应用，因此，其可靠性问题尚需更多工程进行验证。

参考文献

- [1] 彭振斌, 陈昌福. 锚固工程设计计算与施工[M]. 武汉: 中国地质大学出版社, 1997.
- [2] 程良奎. 我国岩土锚固技术的现状与发展[A]. 岩土工程中的锚固技术[C], 北京: 地震出版社, 1992.
- [3] 张乐文, 汪稔. 岩土锚固理论研究之现状. 岩土力学 [J], 2002, 23 (5): 627.
- [4] Lutz L. Gergeley p. Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete[J]. Journal of American Concrete Institute, 1967, 64(11): 711~721.
- [5] Hansor, N. W. Influence of surface roughness of prestressing strand on bond performance[J]. Journal of Prestressed Concrete Institute, 1969, 14(1): 32~45.
- [6] Goto, Y. Cracks formed in concrete around deformed tension bars[J]. Journal of American Concrete Institute, 1971, 68(4): 244~251.
- [7] Fuller, P. G., Cox R. H. T. Mechanics load transfer from steel tendons of cement based grouted[A]. Fifth Australasian Conference on the Mechanics of structures and Materials[S]. Melbourne: Published by Australasian Institute of Mining and Metallurgy, 1995.
- [8] Evangelista A, Sapio G. Behaviour of ground anchors in stiff clays [A]. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering [C]. Tokyo: The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1977. 39~47.
- [9] Ostermayer H, Scheel F. Research on ground anchors in noncohesive soils[A]. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering[C]. Tokyo: The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1977. 92~97.
- [10] Fujita K. et al. A method to predict the load-displacement relationship of ground anchors[A]. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering[C]. Tokyo: The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1977. 58~62.
- [11] Philips S. H. E. Factors affecting the design of anchorages in rock[R]. London: Cementation Research Ltd, 1970.
- [12] [英] T. H. 汉纳著. 胡定等译. 锚固技术在岩土工程中的应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1986.

- [13] Stillborg B. Experimental investigation of steel cables for rock reinforcement in hard rock [Doctoral thesis D].Sweden:Lulea University of Technology,1984.
- [14] Nakayama,M.Beaudoin,B.B.A novel technique determining bond strength developed between cement paste and steel[J].Cement and Concrete Research.1987,22(3):478~488.
- [15] Goris,J.M.and Conway,J.P. Grouted flexible tendons and scaling Investigations[A]. Proceeding of the 13th World Mining Congress[C]. Sweden: Published by Rotterdam,Balkena,1987.
- [16] Hyett A J,Bawden W F and Reichert R D. The effect of rock mass confinement on the band strength of fully grouted cable bolts[J].Int.J,Rock Mech. Min.Sic. and Geomic. Abstr.1992,29(5):503~524.
- [17] Jarred D J. Haberfield C M. Tendon/grout interface performance in grouted anchors[A]. Proc. Groud Anchorages and Anchored Structures[C]. London:Thomas Telford,1997.
- [18] 程良奎, 胡建林. 土层锚杆的几个力学问题[A]. 中国岩土锚固工程协会主编. 岩土工程的锚固技术[C]. 北京: 人民交通出版社, 1996.
- [19] 赵赤云. 边坡稳定分析与预应力锚固作用机理研究与优化. 天津大学博士学位论文, 1995.
- [20] 赵赤云. 预应力锚索锚固的作用分析. 北京建筑工程学院学报. 1999, 15(2): 84~88.
- [21] 杜龙泽, 周承芳, 李正国, 刘迎曦等. 锚根合理设计长度的分析. 水力发电[J], 1996 (7): 45~49.
- [22] 王建宇, 牟瑞芳. 按共同变形原理计算地锚工程中粘结型锚头内力. 岩土锚固新技术[J], 中国岩土锚固技术编写组编, 北京: 人民交通出版社, 1998, 12: 52~63.
- [23] 陶龙光, 周勇, 弭尚银. 深基坑土层锚杆试验拉拔力与承载力换算关系分析. 岩土锚固新技术, 中国岩土锚固技术编写组编, 北京: 人民交通出版社, 1998, 12: 144~149.
- [24] 丁多文, 白世伟, 刘泉声. 预应力长锚索锚固深度模型试验研究. 工程勘察[J], 1995 (4): 14~19.
- [25] 黄福德. 高边坡群锚加固中锚索体的动态受力特征. 西北水电[J], 1997, 62 (4): 33~37.
- [26] 刘致彬, 孙志恒, 孙金刚. 岩锚新的锚固方式及锚固体系的研究. 水力发

- 电[J], 1997 (3): 48~52.
- [27] 顾金才, 明治清, 沈俊, 陈安敏. 预应力锚索内锚固段受力特点现场试验研究. 岩土锚固新技术[M], 1998, 12.
- [28] 郑全民. 拉力型土锚最优长度及最大极限承载力的确定. 西部探矿工程[J], 2000, (2): 27~28.
- [29] 赵德志. 松散介质预应力锚索加固机理研究[D]. 成都: 四川联合大学, 1997.
- [30] 郑明新, 王金才. 黄土锚固及其应力机制的数值分析. 地质灾害与环境保护[J]. 1998, 9 (1): 22~28.
- [31] 黄德福, 李宁, 赵彦辉. 预应力锚固机理数值仿真分析研究. 西北水电[J], 1996, 55 (1): 8~17.
- [32] 李宁, 赵彦辉, 韩烜. 单锚的力学模型与数值仿真试验分析. 西安理工大学学报[J], 1997, 13 (1): 6~11.
- [33] 王文杰, 赵德志, 曾进群. 松散介质预应力锚索加固机理研究. 地下空间[J], 2002, 22 (1): 53~57.
- [34] 盛谦, 深挖岩质边坡开挖扰动区与工程岩体力学性状研究. 中国科学院研究生院博士学位论文, 2002, 6.
- [35] 葛修润, 刘建武. 加固节理面抗剪性能研究. 岩土工程学报[J], 1988, 10(1). 8~9.
- [36] 杨庭毅. 加固层状岩体的变形破坏过程与加固效果分析模型. 岩石力学与工程学报[J], 1994, 13(4): 309~318.
- [37] 朱维申, 张玉军. 三峡永久船闸高边坡节理岩体稳定性分析及加固方案初步研究. 岩石力学与工程学报[J], 1996, 15(4): 305~311.
- [38] Shama K G, Pande G N. Stability of rock masses reinforced by passive, fully-grouted bolts[J]. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 1998, 25(5): 273~285.
- [39] Chen S H, Pande G N. Rheological model and finite element analysis of jointed rock masses reinforced by passive, fully-grouted bolts[J]. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 1994, 31(3): 273~277.
- [40] Chen S H, Egger P. Three-Dimensional Elastic-viscoplastic Finite Element Analysis of Reinforced Rock Masses and Its application[J]. Int. J. for Num. and Anal. Meth. in Geomech, 1999, 23(1): 61~78.
- [41] Swoboda G, Marence M. FEM modelling of rockbolts[A]. In: Proc. Comp. Meth. and Adv. in Geomech[C]. Rotterdam: A. A. Balkema, 1991, 1515~1520.

- [42] Swoboda G, Marence M. Numerical modeling of rock bolts in intersection with fault system[A]. In: Proc. Numerical Models in Geomechanics, NUMOG 5[C]. Swansea: Pineridge Press Ltd, 1992,729~738.
- [43] Chen S H, Egger P. Elastic-viscoplastic distinct modelling of bolt in jointed rock masses[A]. In: Proc. Comp.Meth. and Adv. in Geomech.[C]. Rotterdam: A. A. Balkema ,1997,1985~1990.
- [44] Aydan O. The stabilization of rock engineering structures by rockbolts [Ph D Thesis][D]. Japan: Nagoya University,1980.
- [45] 陈胜宏, 强晟, 陈尚法. 加固岩体的三维复合单元模型研究. 岩石力学与工程学报[J]. 2003, 22 (1): 1~8.
- [46] 蒋忠信. 拉力型锚索锚固段剪应力的 高斯曲线模式 [J]. 岩土工程学报, 2001, 23(6): 696~699.
- [47] 陆士良, 汤雷, 杨新安. 锚杆锚固力与锚固技术[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1998. 25~27.
- [48] 孔宪宾, 汪洪武, 高公略, 余跃心. 土—锚杆界面模型的改进和应用[J]. 力学与实践, 1999, 21 (5): 17~19.
- [49] 孔宪宾, 余跃心, 李炜, 汪洪武. 土—锚杆相互作用机理的研究[J]. 工程力学, 2000, 17 (3): 80~86.
- [50] 张季如, 唐保付. 锚杆荷载传递机理分析的双曲函数模型 [J]. 岩土学报, 2002, 24 (2): 188~192.
- [51] 姜连馥. 土层锚杆剪切位移—传递函数分析方法. 兰州铁道学院学报 [J], 2002, 12(3): 19~22.
- [52] 梁炯均. 锚固与注浆技术手册[M]. 北京: 中国电力出版社, 1999: 36~43.
- [53] 原国家冶金工业局. 锚杆喷射混凝土支护技术规范(GB50086-2001). 北京: 中国计划出版社, 2001: 17~22.
- [54] 董燕君, 胡毅夫, 罗山滑坡隐患分析及防治措施. 西部探矿工程[J], 2004, 106(11): 208~210.
- [55] 程良奎等著. 岩土锚固[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002: 24~34.
- [56] 田裕甲. 压力分散型锚索与拉力型锚索的比较. OVM 通讯[J]. 2002, 32(3): 32~40.
- [57] 赵明阶, 何光春, 王多垠. 边坡工程处治技术[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003: 123~125.
- [58] 李海光等编著. 新型支挡结构设计与工程实例[M]. 北京: 人民交通出版社, 2004: 318~327.

- [59] 汤康民. 岩土工程[M]. 武汉工业大学出版社, 2001: 97~105.
- [60] 徐年丰, 牟春霞, 王利. 预应力锚索内锚固段作用机理与计算方法探讨[J]. 长江科学院院报, 2002, 19 (3): 45~47.
- [61] 吴家龙. 弹性力学(第2版)[M]. 同济大学出版社, 1993, 9:312~329.
- [62] 黄炎. 工程弹性力学[M]. 清华大学出版社, 1982: 211~216.
- [63] 奚绍中, 郑世瀛. 应用弹性力学[M]. 中国铁道出版社, 北京, 1981: 122~138.
- [64] 徐秉业, 刘信声. 应用弹塑性力学[M]. 清华大学出版社, 1995: 31~70.
- [65] 高大钊, 袁聚云. 土质学与土力学[M]. 人民交通出版社, 2001, 第三版: 61~67.
- [66] 水利水电规划设计总院. 预应力锚固技术[R]. 北京: 水利部水利水电规划设计总院, 1999.
- [67] 原国家冶金工业局主编. 锚杆喷射混凝土支护技术规范[M]. 北京: 中国计划出版社, 2001.
- [68] 胡钧涛, 王建江. 预应力岩锚胶结式锚根受力机理研究. 人民长江[J], 1987 (6): 18~22.
- [69] 孙耀祖. 新型岩石锚杆试验研究报告[R]. 四川省公路规划勘察设计研究院, 1993.
- [70] 钢绞线预应力锚束模型试验研究[R]. 水电部地质勘探基础处理公司研究所, 1989.
- [71] 胡毅夫, 曹平, 董燕君等. 湖南省常德—张家界高速公路边坡防护工程科研项目施工方案设计, 2008, 8. (中南大学内部资料).
- [72] 叶先磊, 史亚杰. ANSYS 工程分析软件应用实例[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003, 9:1~3.
- [73] 张端良, 董燕君, 唐乐人, 胡毅夫. 预应力锚索锚固段周边剪应力分布特性的弹性理论分析. 岩石力学与工程学报[J]. 2004, 23(Z2):4735~4738.

致 谢

值此论文完成之际，谨向我的导师胡毅夫教授表示衷心的感谢和深切的敬意。从论文的选题、理论分析到定稿，无不渗透恩师的心血。恩师渊博的知识，严谨的治学风范，谦逊、与人为善的处世态度，是学生终身学习的楷模。

感谢在常张高速公路K123边坡防护科研期间刘鸷飞经理和陈晓宏经理给予技术上的指导和生活上的照顾。锚索现场试验期间陈沅江博士从试验设计到仪器的安装及埋设，都付出了大量的心血和劳动，在此表示深深的谢意。

本论文结稿阶段，获得了曹平教授、唐礼忠教授和兼职导师李志勇高级工程师的宝贵建议，在此一并致以衷心的感谢。

感谢中南大学资源与安全工程学院岩土所的各位老师在我研究生期间给予的帮助和指导！

同时要感谢邓宏伟、路正祥高级工程师，杨月平、段玉、刘希灵、邓代强、王军、董慧明、刘广等同学朋友，熊赞民、胡江春等博士，室友李明、李晓波、黄彦，师兄岳志平，师妹李为华，师弟余巍巍等对我的大力帮助。我们共同体会着追寻真理的快乐，也共同品味着生活的酸甜苦辣；既有对人生的思考，也有对岁月的感悟，和他们的友好相处，使我在研究生学习期间充满了温馨的回忆。在共同学习的过程中我们结下了兄弟姐妹般深厚的友谊，这将是终生宝贵的财富。

在此我要特别感谢我的妻子葛漫红女士，两年多来她无私的奉献和默默的支持使我得以安心完成学业，感谢我的父母对我的抚养和支持，感谢亲人一直以来的关照。

感谢作者攻读学位期间所有给予过支持、关心和帮助的人们，谢谢你们！

2005年3月於岳麓山云麓园

攻读学位期间主要的研究成果

参加的主要科研项目：

2003年7月~2004年7月 常张高速公路 K123、K129 边坡防护科研项目。

发表的学术论文：

1. 董燕君, 胡毅夫, 罗山滑坡隐患分析及防治措施. 西部探矿工程[J], 2004, 106(11):208~210.
2. 张端良, 董燕君, 唐乐人, 胡毅夫. 预应力锚索锚固段周边剪应力分布特性的弹性理论分析. 岩石力学与工程学报[J]. 2004, 23(Z2):4735~4738.
3. 胡毅夫, 董燕君. 地下硐室锚注围岩的变形分析. 岩土力学[J]. 2004, 11(25): 1814~1818.